

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



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

**“Diseño hidráulico de las obras de control de torrentes y retención de
sedimentos en la Quebrada Rinconada, Distrito Salaverry - Trujillo”**

Área de Investigación:
Hidráulica

Autor(es):
Br. López Maza, Brighite Estephany
Br. Alvarez Borja, Gary Edinson

Jurado Evaluador:

Presidente: Ing. Narváez Aranda, Ricardo Andrés

Secretario: Ing. Serrano Hernández, José Luis

Vocal: Ing. Cancino Rodas, Cesar

Asesor:
MSc. Ing. García Rivero, Juan Pablo
Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-3498-7934>

**TRUJILLO – PERÚ
2021**

Fecha de sustentación: 2021/07/17

MIEMBROS DEL JURADO

Ing. Narváez Aranda, Ricardo Andrés
PRESIDENTE
CIP:

Ing. Serrano Hernández, José Luis
SECRETARIO
CIP:

Ing. Cancino Rodas, Cesar
VOCAL
CIP:

Ing. García Rivero, Juan Pablo
ASESOR
CIP:

PRESENTACIÓN

Señores miembros del Jurado

De conformidad con lo establecido por el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, con el objeto de optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, cumplimos con poner a vuestra consideración la presente Tesis titulada: **DISEÑO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA, DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO.**

La presente Tesis, se ajusta a los requisitos establecidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, en la cual se hace un análisis detallado para diseñar las obras de control de torrentes y retención de sedimentos.

Esperando que la presente Tesis cumpla con los objetivos propuestos lo someto a evaluación y posterior sustentación oral y pública.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi madre y a mi padre, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. A mis abuelos Francisco y Esperanza, a pesar de nuestra distancia física, siento que están conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para ustedes como lo es para mí. A mi tío Juan Antonio, a quien quiero como a un Padre, por compartir momentos significativos conmigo y por siempre estar dispuesta a escucharme y ayudarme en cualquier momento. A mis hermanos, que siempre ha estado junto a mí, brindándome su apoyo.

Br. Gary Edinson Alvarez Borja

Dedico con todo mi corazón la tesis a mi Padre, por su paciencia, por ser mi guía, mi ejemplo y mi apoyo incondicional, pues sin él no lo habría logrado, Te amo Papá. A mi madre por siempre estar a mi lado, por sus consejos y sus bendiciones a lo largo de mi vida que me protegen y me llevan por el camino del bien, Te amo Ma. A mi tía Janet quien ha velado por mí, desde el cielo durante este arduo camino para convertirme en una profesional.

Br. Brighite Estephany López Maza

AGRADECIMIENTOS

Este informe de tesis fue realizado con éxito gracias al arduo trabajo de los autores y el apoyo incondicional de personas quienes, de alguna manera, aportaron de manera significativa. Por ello, es gratificante mencionarlo:

En primer lugar, a Dios, por la vida y la salud tanto para nosotros como a los nuestros; por guiarnos y cuidarnos en este extenso tramo de trabajo, ayudándonos a ser persistentes en nuestros objetivos, superando dificultades externas e internas que pueden llegar a afectarnos como personas y profesionales. A nuestros padres quienes al igual que nosotros, se esfuerzan para que sus hijos sean profesionales de éxito. Personas quienes fueron nuestra fuente de motivación, como llegaron a ser durante los largos cinco años de estudio en nuestra alma máter. A ellos, eterna gratitud. A nuestro asesor Ing. García Rivero Juan Pablo, por la orientación profesional en el desarrollo de nuestra tesis. Por la calidad de enseñanzas en la universidad y el apoyo metodológico para la realización de este informe. Por último, a nuestra casa de estudios “Universidad Privada Antenor Orrego”, docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil y personal administrativo en general que nos acogieron durante aquel periodo de tiempo de formación profesional donde pudimos aprender mucho sobre esta bella y sublime carrera.

Br. Gary Edinson Alvarez Borja

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

Gracias a mis padres, que siempre estuvieron a mi lado incluso en los momentos más difíciles, siempre ayudándome en todo. No fue fácil culminar este proyecto, sin embargo, siempre fueron mi mayor motivo y fortaleza.

Gracias a mi universidad y a mis maestros, por estar siempre atentos a todas mis dudas, por enseñarme todo lo sé, por sus conocimientos y por la dedicación y amor para sus estudiantes.

Gracias a mi asesor por la orientación profesional en el desarrollo de nuestra tesis.

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

Br. Brighite Estephany López Maza

RESUMEN

El Fenómeno del Niño en el mes de marzo del 2017, causó precipitaciones intensas generadas por lluvias torrenciales, las cuales dieron origen a un evento de máxima avenida que transporta lodo y escombros por las quebradas, las cuales terminan desembocando en su cono de deyección, lo que ocasiona problemas de inundación, erosión y acumulación de sedimentos que representa un peligro constante para el canal madre, siendo esta la principal Infraestructura Hidráulica con la que se abastece las áreas agrícolas del Valle Moche y la Planta de Tratamiento de Agua Potable.

La presente tesis consiste en el Diseño Hidráulico de las Obras para el control de torrentes y retención de sedimentos en la Quebrada Rinconada, para ello previamente se realizó el modelamiento hidrológico e hidráulico. Para el modelo Hidrológico, se realizó la caracterización de la Quebrada Rinconada, la cual se dividió en 3 ramales, de las cuales se obtuvo sus parámetros principales, y también los datos históricos de precipitación de las diferentes Estaciones. Por consiguiente, el modelo hidrológico se realizó con los softwares ArcGIS y HEC-HMS. De esta manera se pudo determinar los caudales máximos de los periodos de retorno de 50, 100, 140 y 200 años.

Para el modelo hidráulico se utilizó el software FLO-2D, el cual tuvo como parámetros de entrada al hidrograma calculado por el modelo hidrológico, la topografía digital del terreno, y los parámetros reológicos como la viscosidad y el esfuerzo de cedencia, para luego obtener como resultados, las velocidades y profundidades máximas de los periodos de retorno determinados con anterioridad.

El diseño Hidráulico se realizó para los caudales máximos, correspondientes a un periodo de retorno de 140 años.

Finalmente, se integró las estructuras propuestas al modelamiento, el cual ha dado resultados satisfactorios para estabilizar las quebradas, reducir los efectos de los huaycos y así proteger el canal madre.

ABSTRACT

The phenomenon of child in the month of March 2017, caused intense rainfall generated by torrential rains, which gave rise to a maximum avenue event that transports mud and debris through the streams, which end up flowing into their dejection cone, which that causes problems of flooding, erosion and accumulation of sediments that represent a constant danger for the mother canal, this being the main Hydraulic Infrastructure with which the agricultural areas of the Moche Valley and the Drinking Water Treatment Plant are supplied.

This thesis consists of the Hydraulic Design of the Works for the control of torrents and sediment retention in the Rinconada Stream, for which the hydrological and hydraulic modeling was previously carried out.

For the Hydrological model, the characterization of the Rinconada Creek was carried out, which was divided into 3 branches, from which its main parameters were obtained, as well as the historical precipitation data of the different Stations. Therefore, the hydrological model was carried out with the ArcGIS and HEC-HMS software. In this way it was possible to determine the maximum flows of the return periods of 50, 100, 140 and 200 years.

For the hydraulic model, the FLO-2D software was used, which had as input parameters the hydrograph calculated by the hydrological model, the digital topography of the terrain, and the rheological parameters such as viscosity and yield stress, to later obtain as results, the maximum speeds and depths of the return periods determined in advance.

The Hydraulic design was carried out for the maximum flows, corresponding to a return period of 140 years.

Finally, the proposed structures were integrated into the modeling, which has given satisfactory results to stabilize the streams, reduce the effects of the huaycos and thus protect the mother canal.

INDICE

PRESENTACIÓN	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	vii
ABSTRACT	viii
1 INTRODUCCIÓN	31
1.1 Realidad Problemática.....	31
1.2 Formulación del Problema	32
1.3 Justificación.....	32
1.4 Objetivos de la Investigación.....	33
1.4.1 Objetivo General	33
1.4.2 Objetivos específicos.....	33
2 MARCO DE REFERENCIA	33
2.1 Antecedentes	33
2.1.1 Antecedente Internacional	33
2.1.2 Antecedente Nacional	34
2.1.3 Antecedente Local:	35
2.2 Marco Teórico	36
2.2.1 Hidráulica de los Flujo de Escombros.....	36
2.2.1.1 Características Generales de los Flujos.....	37
2.2.1.2 Tipos de Flujo	39
2.2.1.3 Tipos de Flujos que discurren por una Quebrada	41
2.2.1.4 Concepto de Flujo de Lodos y Escombros	46
2.2.1.5 Características de Flujos de Lodos y Escombros	47
2.2.1.6 Clasificación de Flujos de Lodos y Escombros	52
2.2.1.7 Conceptos importantes de soporte de partícula.....	56
2.2.1.8 Propiedades de los flujos de escombros	58
2.2.2 Modelos Matemáticos de Flujo de Escombros.....	65
2.2.3 Modelos Numéricos que analizan Fluidos No – Newtonianos	67
2.2.4 Modelos Hidráulico Flo -2D	68
2.2.4.1 Ecuaciones Básicas	68

2.2.4.2	Solución Numérica	69
2.2.4.3	Lógica del Flo -2D.....	70
2.2.5	Medición de los parámetros reológicos	72
2.2.6	Concentración volumétrica de sedimentos	75
2.2.7	Criterios de Diseño para construcción de soluciones Estructurales	76
2.2.7.1	Frecuencia de los eventos	78
2.2.7.2	Volumen de Diseño	78
2.2.7.3	Caudal Máximo y Altura de Esguerramiento.....	79
2.2.7.4	Tamaño de los Sedimentos y Distribución de Sedimentos	84
2.2.7.5	Encauzamiento	85
2.2.7.6	Deposición y recorrido de la masa detrítica	85
2.2.7.7	Fuerza de Impacto	85
2.2.7.8	Sobreelevación y Trepamiento	90
2.2.7.9	Pendiente de los depósitos.....	91
2.2.7.10	Tamaño del Cono de Deyección.....	92
2.2.7.11	Pendiente del Cauce o Cuenca.....	92
2.2.7.12	Geometría de la Cuenca	92
2.2.7.13	Morfología	93
2.2.7.14	Existencia y locación de estructuras existentes.....	93
2.2.8	Control y Estabilización de Torrentes	93
2.2.8.1	Acciones correctivas en los Torrentes.....	94
2.2.8.2	Métodos estabilizantes.....	95
2.2.8.3	Presas de Retención de Sedimentos.....	98
2.2.8.4	Tipos de Presas de Retención de Sedimento:.....	99
2.2.9	Cálculo de parámetros sedimentológicos	106
2.2.9.1	Cálculo del Gasto Solido	106
2.2.9.2	Capacidad de Transporte de Sedimentos de la Canalización	107
2.2.9.3	Pendiente de Compensación	108
2.2.9.4	Estimación de la Pendiente de Estabilización del Cauce.....	110
2.2.10	Ubicación Relativa de las Presas	112
2.2.11	Cálculo de Parámetros Hidráulicos	113
2.2.11.1	Características Hidráulicas de las Estructuras de Retención ..	113
2.2.11.2	Capacidad de Vertedero	115
2.2.11.3	Disipación de energía	119
2.2.11.4	Socavación.....	121
2.2.11.5	Disipadores de Energía	125

2.2.12	Conceptos de Hidrología Aplicada.....	133
2.2.13	Parámetros Geomorfológicos de una Cuenca.....	133
2.2.13.1	Área de la cuenca.....	133
2.2.13.2	Longitud, Perímetro y Ancho de la cuenca.....	133
2.2.13.3	Parámetros de Forma.....	134
2.2.13.4	Parámetros de Relieve.....	136
2.2.13.5	Parámetros de Red Hidrológica.....	139
2.2.14	Tiempo de Concentración (Tc)	141
2.2.15	Numero de curva (CN)	142
2.3	Marco Conceptual	144
2.4	Hipótesis.....	144
2.5	Operacionalización de variables	145
3	METODOLOGIA EMPLEADA.....	146
3.1	Tipo y Nivel de Investigación.....	146
3.2	Población, marco muestral, unidad de análisis y muestra	146
3.2.1	Población.....	146
3.2.2	Muestra	146
3.3	Diseño de la Investigación	146
3.4	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	146
3.4.1	Técnicas de Recolección de Datos:.....	146
3.4.2	Tipos de Técnicas e Instrumentación.....	147
3.5	Procesamiento y Análisis de Datos	148
3.5.1	Modelo Digital de Elevación.....	148
3.5.2	Caracterización Topográfica.....	149
3.5.2.1	Ubicación Geográfica, Extensión y Limites	149
3.5.3	Caracterización Hidrológica.....	150
3.5.3.1	Delimitación de la Zona de Estudio	150
3.5.3.2	Esquema de la Quebrada Rinconada.....	150
3.5.3.3	Parámetros Geomorfológicos:	155
3.5.3.4	Precipitación máxima de 24 horas (P ₂₄).....	159
3.5.3.5	Hidrograma de Avenida Liquido (Inflow).....	185
3.5.4	Caracterización Geológica-Geotécnica	191
3.5.4.1	Aspectos Geológicos Generales	191
3.5.4.2	Geodinámica de la Quebrada Rinconada.....	192

3.5.4.3	Mecánica de Suelos Geodinámica de la Quebrada Rinconada	193
3.5.5	Aplicación de Modelo Matemático	201
3.5.6	Calibración y simulación del flujo de lodos.....	215
3.5.7	Secciones de Control con Fines de Calibración	215
3.5.8	Simulación de Escenarios – Periodos de Retorno.....	217
3.5.9	Cálculo del Caudal Máximo de Flujo de Lodos.	239
3.5.10	Análisis de las obras de control de Torrentes.....	242
3.5.11	Diseño hidráulico de presas de retención de sedimentos.....	245
3.5.12	Cálculo de Parámetros Hidráulicos	248
3.5.13	Modelamiento hidráulico con estructuras de retención.....	297
3.5.14	Verificación del diseño de estructuras con el software Iber	305
4	RESULTADOS.....	320
	CONCLUSIONES.....	331
	RECOMENDACIONES	332
	REFERENCIA BIBLIOGRAFICAS.....	333
	ANEXOS.....	338

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 : Formación de un flujo de residuos en una ladera de alta pendiente	38
Figura 2 : Partes básicas de un flujo.....	39
Figura 3 : En los flujos hay un origen de los sólidos, una distancia de recorrido y una zona de depositación	39
Figura 4 : Relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la tasa de deformación (du/dy) para diferentes tipos de flujo.....	40
Figura 5 : Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo.....	42
Figura 6 : Flujo de Lodos	43
Figura 7 : Representación gráfica flujo hiperconcentrado granular	44
Figura 8 : Representación gráfica flujo de detritos.....	45
Figura 9 : Corte esquemático típico de un flujo de detritos. Frente con bloques de un pulso del flujo de detritos	48
Figura 10 : Clasificación de flujos y movimientos de masa en función de la concentración volumétrica de sedimentos y de la velocidad media del flujo	53
Figura 11 : Clasificación reológica de flujos	54
Figura 12 : Clasificación reológica de flujos según Meunier	54
Figura 13 : Clasificación de flujos por composición	55
Figura 14 : Clasificación de los deslizamientos y flujos de acuerdo con la velocidad y concentración de sedimentos.....	56
Figura 15 : Transporte de grandes bloques en la parte superior del flujo.....	57
Figura 16 : Movimiento idealizado de un flujo viscoso (a) Planta, (b) y (c) sobreelevación durante y después.....	59
Figura 17 : Transporte de grandes bloques en la parte superior del flujo.....	60
Figura 18 : Dirección del Flujo.....	71
Figura 19 : Relación entre caudal máximo y volumen de sedimentos arrastrados por el flujo.....	80

Figura 20 : Gestión integral del riesgo de inundaciones	94
Figura 21 : Influencia de las presas cerradas (Sabo Dam)	96
Figura 20 : Obras de almacenamiento construidas en las cercanías de la ciudad de Antofagasta, Chile	101
Figura 23: Función de presas abiertas (slit dam)	102
Figura 24: Función de presas abiertas (slit dam)	103
Figura 25: Presas de aberturas verticales (Slit-Dam)	103
Figura 26: Planta y esquemas longitudinales de funcionamiento de presa abiertas	105
Figura 27: Presas de abertura Horizontal (Beam-Dam)	106
Figura 28: Distancia estimada entre presas sucesivas considerando la pendiente de compensación	112
Figura 29: Consecuencia de los errores en la sub - estimación de	113
Figura 30: Consecuencia de los errores en la sobre - estimación de pendientes de compensación	113
Figura 32: Funcionamiento de un vertedero	115
Figura 33: Funcionamiento de un vertedero después de la colmatación del dique considerando la Energía Crítica aguas arriba del dique y profundidad crítica en la cresta del vertedero	116
Figura 34: Sección típica de un vertedero en una estructura de retención de sedimentos.	118
Figura 34: Trayectoria de la lámina vertiente.	120
Figura 35: - Socavación al pie de la presa.	124
Figura 36 : Disipación con estanque amortiguador	126
Figura 37: Formas características del resalto hidráulico en función con el número de Froude	129
Figura 38: Características de los tanques amortiguadores TIPO I para números de Froude entre 2.5 y 4.50.	130
Figura 39: Características de los tanques amortiguadores TIPO II para números de Froude mayores a 4.50. Cuando las velocidades no excedan a 15 m/s	131

Figura 40: Características de los tanques amortiguadores TIPO III para números de Froude mayores a 4.50.	132
Figura 41: Longitud y perímetro de la Cuenca.	134
Figura 42: Curva hipsométrica característica del ciclo de erosión , según Strahler (1964)	138
Figura 43: Curva Hipsométrica y de Frecuencia de altitudes.....	138
Figura 45: Modelo Digital de Elevación	148
Figura 46: Ubicación de la Quebrada Rinconada.....	149
Figura 47: Delimitación de las Sub Cuencas de la Quebrada Rinconada.....	150
Figura 48: Esquema de la micro cuenca Ramal - Rinconada.....	152
Figura 49: Esquema de la micro cuenca Ramal – Los Colorados.....	153
Figura 50: Esquema de la micro cuenca Ramal C52.....	154
Figura 51: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes micro cuenca Ramal Rinconada	156
Figura 51: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes micro cuenca Ramal Los Colorados.....	156
Figura 51: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes micro cuenca Ramal C52.....	157
Figura 54: Perfil Longitudinal del Cauce Principal micro cuenca Ramal Rinconada	157
Figura 51: Perfil Longitudinal del Cauce Principal micro cuenca Ramal Los Colorados.....	158
Figura 56: Perfil Longitudinal del Cauce Principal micro cuenca Ramal C52.....	158
Figura 50: Distribución de Subcuencas por Altitud – Determinación de centroides	174
Figura 57: Curva Numero- Condiciones Normales	185
Figura 58: Curva Numero- Condiciones Normales	186
Figura 59: Curva Numero- Condiciones Normales	186
Figura 60: HEC HMS – RAMAL RINCONADA.....	187
Figura 61: HEC HMS – RAMAL LOS COLORADOS.....	188
Figura 62: HEC HMS – RAMAL C52.....	188

Figura 63: Ubicación Geológica Quebrada Rinconada.....	192
Figura 64: Estimación Volumen de Sedimento - Ramal Rinconada	197
Figura 65: Estimación Volumen de Sedimento - Ramal Los Colorados.....	197
Figura 66: Estimación Volumen de Sedimento - Ramal C52	198
Figura 67: Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) - Ramal Rinconada.....	200
Figura 68: Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) - Ramal Los Colorados.....	200
Figura 69: Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) - Ramal C52	201
Figura 70: Diagrama de Flujo utilizado para las simulaciones en el FLO-2D	203
Figura 71: Modelo de Elevación Digital DEM - Ramal Rinconada.....	204
Figura 72: Modelo de Elevación Digital DEM - Ramal Los Colorados	204
Figura 73: Modelo de Elevación Digital DEM - Ramal C52	205
Figura 74: Dominio computacional seleccionado - Ramal Rinconada	206
Figura 75: Dominio computacional seleccionado – Ramal Los Colorados.....	206
Figura 76: Dominio computacional seleccionado – Ramal C52.....	207
Figura 77: Puntos de entrega de Caudal según al Análisis Hidrológico.	208
Figura 78: Condición de salida en el complemento FLO2D de QGIS.	209
Figura 79: Localización de los puntos de control para la calibración del modelo	216
Figura 80: Ingreso de parámetros reológicos en el modelo FLO 2d – Ramal Rinconada	219
Figura 81: Ingreso de parámetros reológicos en el modelo FLO 2d – Ramal Los Colorados.....	222

Figura 82: Ingreso de parámetros reológicos en el modelo FLO 2d – Ramal C52.....	224
Figura 83: Tirantes Máximos calibrados PR 50 años – Ramal Rinconada.....	226
Figura 84: Velocidades Máximas calibradas PR 50 años – Ramal Rinconada.....	226
Figura 85: Tirantes Máximos calibrados PR 100 años – Ramal Rinconada.....	227
Figura 86: Velocidades Máximas calibradas PR 100 años – Ramal Rinconada.....	227
Figura 87: Tirantes Máximos calibrados PR 140 años – Ramal Rinconada.....	228
Figura 88: Velocidades Máximas calibradas PR 140 años – Ramal Rinconada.....	228
Figura 89: Tirantes Máximos calibrados PR 200 años – Ramal Rinconada.....	229
Figura 90: Velocidades Máximas calibradas PR 200 años – Ramal Rinconada.....	229
Figura 91: Tirantes Máximos calibrados PR 50 años – Ramal Los Colorados.....	230
Figura 92: Velocidades Máximas calibradas PR 50 años – Ramal Los Colorados.....	230
Figura 93: Tirantes Máximos calibrados PR 100 años – Ramal Los Colorados.....	231
Figura 94: Velocidades Máximas calibradas PR 100 años – Ramal Los Colorados	231
Figura 95: Tirantes Máximos calibrados PR 140 años – Ramal Los Colorados.....	232
Figura 96: Velocidades Máximas calibradas PR 140 años – Ramal Los Colorados	232
Figura 97: Tirantes Máximos calibrados PR 200 años – Ramal Los Colorados.....	233

Figura 98: Velocidades Máximas calibradas PR 200 años – Ramal Los Colorados	233
Figura 99: Tirantes Máximos calibrados PR 50 años – Ramal C52	235
Figura 100: Velocidades Máximas calibradas PR 50 años – Ramal C52	235
Figura 101: Tirantes Máximos calibrados PR 100 años – Ramal C52	236
Figura 102: Velocidades Máximas calibradas PR 100 años – Ramal C52	236
Figura 103: Tirantes Máximos calibrados PR 140 años – Ramal C52	237
Figura 104: Velocidades Máximas calibradas PR 140 años – Ramal C52	237
Figura 105: Tirantes Máximos calibrados PR 200 años – Ramal C52	238
Figura 106: Velocidades Máximas calibradas PR 200 años – Ramal C52	238
Figura 107: Velocidades Máximas PR 140 años – Ramal Rinconada	243
Figura 108: Velocidades Máximas PR 140 años – Ramal Los Colorados	244
Figura 109: Velocidades Máximas PR 140 años – Ramal C52	244
Figura 110: Ubicación Presas – Ramal Rinconada	246
Figura 111: Ubicación Presas – C53	246
Figura 112: Ubicación Presas – Ramal C52	247
Figura 113: Diseño Poza Disipadora	264
Figura 114: Diseño Poza Disipadora – Ramal Rinconada	292
Figura 115: Diseño Poza Disipadora – Ramal Los Colorados	294
Figura 116: Diseño de Bloques – Ramal C52	296
Figura 117: Profundidad máxima del flujo (m) – Ramal Rinconada	297

Figura 118: Velocidad máxima del flujo (m/s) – Ramal Rinconada	298
Figura 119: Profundidad máxima del flujo (m) – Ramal Los Colorados	299
Figura 120: Velocidad máxima del flujo (m/s) – Ramal Los Colorados	300
Figura 121: Profundidad máxima del flujo (m) – Ramal C52	301
Figura 122: Velocidad máxima del flujo (m/s) – Ramal C52	302
Figura 122: Creación de la superficie de la presa	305
Figura 124: Colapsar el modelo	306
Figura 125: Superficie creada de la Presa	306
Figura 126: Vista o perspectiva de la presa	307
Figura 127: Ingreso de Datos Iber	308
Figura 128: Rugosidad Manning Iber– Ramal Rinconada	308
Figura 129: Rugosidad Manning Iber – Ramal Los Colorados	308
Figura 130: Rugosidad Manning Iber – Ramal C52	309
Figura 131: Malla Iber– Ramal Rinconada	310
Figura 132: Malla Iber– Ramal Los Colorados	310
Figura 133: Malla Iber– Ramal C52	311
Figura 134: Vista 3D de la superficie – Ramal Rinconada	312
Figura 135: Vista 3D de la superficie – Ramal Los Colorados	312
Figura 136: Vista 3D de la superficie – Ramal C52	313
Figura 137: Resultado Profundidad y Velocidad Iber – Ramal Rinconada	315
Figura 138: Resultado Profundidad y Velocidad Iber – Ramal Los Colorados	316
Figura 139: Resultado Profundidad y Velocidad Iber – Ramal C52	317
Figura 140: Profundidad Poza Disipadora – Vista 1	318
Figura 141: Velocidad Poza Disipadora – Vista 1	318
Figura 142: Profundidad Poza Disipadora – Vista 2	319
Figura 143: Velocidad Poza Disipadora – Vista 2	319

Figura 144: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Rinconada	325
Figura 145: Comparación de Velocidad (m/s) Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Los Colorados.....	327
Figura 146: Comparación de Velocidad (m/s) Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal C52	329

ÍNDICE DE FIGURAS

Tabla 1: Modelos de fluido de acuerdo al tipo de flujo	41
Tabla 2: Tipos de flujo de acuerdo a las características de la mezcla y del canal	42
Tabla 3: Coeficiente de permeabilidad del suelo	50
Tabla 4: Coeficiente de erosionabilidad	51
Tabla 5: Coeficiente de erosionabilidad	51
Tabla 6: Clasificación de Flujo según Costa (Parte I)	53
Tabla 7: Clasificación de Flujo según Costa (Parte II)	53
Tabla 8: Valores típicos de las propiedades físicas básicas en flujos detríticos	62
Tabla 9: Modelos Numéricos que analizan flujo no-newtonianos. 67	
Tabla 10: Propiedades de las matrices de flujos de lodo	74
Tabla 11: Esfuerzo de cedencia y viscosidad en función de Cv ...	74
Tabla 12: Comportamiento de flujo de lodo como una función de Cv.	75
Tabla 13: Valores del coeficiente de contracción del cauce μ.....	123
Tabla 14: Valores del X y Z	123
Tabla 15: Valores de β Tabla 16: Valores de ψ.....	123
Tabla 17: Formas de las Cuencas de acuerdo al Coeficiente de Compacidad.....	135
Tabla 18: Valores interpretativos del factor de forma.....	135

Tabla 19: Clasificación de pendiente de las cuencas	137
Tabla 20: Valores interpretativos de la densidad de drenaje	140
Tabla 21: Grupos de Suelos hidrológicos	143
Tabla 22: Numero de curva de escorrentía para usos de suelos .	143
Tabla 23: Factor de Ajuste por frecuencia de observación diaria	164

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N°1: Operacionalización de Variables	145
Cuadro N°2: Resumen de las Características morfológicas	155
Cuadro N°3: Estaciones Meteorológicas del Ámbito de Estudio .	159
Cuadro N°4: Estaciones Pluviométricas evaluadas.....	159
Cuadro N°5: Precipitación en 24 Horas Estaciones evaluadas	160
Cuadro N°6: Valor de Regresión del Análisis de Correlación	161
Cuadro N°7 Precipitación en 24 Horas Completado y Extendido	165
Cuadro N°8: Precipitación en 24 Horas Reajustado - OMM.....	166
Cuadro N°9: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Callancas	167
Cuadro N°10: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Cachicadan	168
Cuadro N°11: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Huacamarcanga	168
Cuadro N°12: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Huangacocha...	169
Cuadro N°13: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Julcan.....	169
Cuadro N°14: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Quiruvilca.....	170
Cuadro N°15: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Sinsicap	170

Cuadro N°16: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Laredo – Trujillo	171
Cuadro N°17: Precipitación en 24 Horas por periodo de Retorno Estaciones Evaluadas	171
Cuadro N°18: Ubicación y Altitud de Estaciones Generadas por Altitud	175
Cuadro N°19: Precipitación en 24 Horas de Estaciones Generadas por Altitud	175
Cuadro N°20: Precipitaciones de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Rinconada	176
Cuadro N°21: Precipitaciones de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Los Colorados	176
Cuadro N°22: Precipitaciones de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal C52	176
Cuadro N°23: Intensidades de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Rinconada	177
Cuadro N°24: Intensidades de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Los Colorados	177
Cuadro N°25: Intensidades de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal C52	177
Cuadro N°26: Valores de intensidad para cada periodo de retorno en función de 1 hora – Ramal Rinconada	178
Cuadro N°27: Valores de intensidad para cada periodo de retorno en función de 1 hora – Ramal Los Colorados	178
Cuadro N°28: Valores de intensidad para cada periodo de retorno en función de 1 hora – Ramal C52	179
Cuadro N°29: Resumen de Resultados del Tiempo de Concentración T_c	180
Cuadro N°30: Parámetros de ingreso en la Cuenca	187
Cuadro N°31: Caudal de Diseño – Modelo HEC HMS	189
Cuadro N°32: Ubicación de Calicatas	193

Cuadro N°33: Resumen resultados del Estudio de Mecánica de Suelos	194
Cuadro N°34: Contenido de Humedad y Peso Específico	196
Cuadro N°35: Valores del Coeficiente de Rugosidad “n” para cauces naturales	199
Cuadro N°36: Esfuerzo de cedencia y viscosidad asumidos para el estudio	210
Cuadro N°37: Resistencia de flujo laminar área de estudio	211
Cuadro N°38: Concentración de sedimentos Cv	211
Cuadro N°39: Ubicación de Secciones Control, con fines de Calibración del Modelo.	216
Cuadro N°40: Caudales Total de Diseño (m³/s), TR 140 años.....	241
Cuadro N°41: Coeficiente de Torrencialidad	242
Cuadro N°42: Ubicación de las Presas en el Cauce – Ramal Rinconada.....	245
Cuadro N°43: Ubicación de las Presas en el Cauce – Ramal Los Colorados.....	246
Cuadro N°44: Ubicación de las Presas en el Cauce – Ramal C52247	
Cuadro N°45: Capacidad de Volumen Presa 01- Ramal Rinconada	253
Cuadro N°46: Capacidad de Volumen Presa 02- Ramal Rinconada	254
Cuadro N°47: Capacidad de Volumen Presa 03- Ramal Rinconada	255
Cuadro N°48: Capacidad de Volumen Presa 04- Ramal Rinconada	256
Cuadro N°49: Capacidad de Volumen Presa 05- Ramal Rinconada	257
Cuadro N°50: Capacidad de Volumen Presa 01- Ramal Los Colorados.....	258
Cuadro N°51: Capacidad de Volumen Presa 02- Ramal Los Colorados.....	259
Cuadro N°52: Capacidad de Volumen Presa 01- Ramal C52	260

Cuadro N°53: Capacidad de Volumen Presa 02- Ramal C52	261
Cuadro N°54: Ancho de Corona	262
Cuadro N°55: Ancho de Corona para Todas las Presas	262
Cuadro N°56: Capacidad del Vertedero-Presas Ramal Rinconada	263
Cuadro N°57: Capacidad del Vertedero-Presas Ramal Los Colorados.....	264
Cuadro N°58: Capacidad del Vertedero-Presas Ramal C52	264
Cuadro N°59: Características Diseño-Ramal Rinconada.....	265
Cuadro N°60: Características Diseño-Presa 01-Ramal Los Colorados.....	265
Cuadro N°61: Características Diseño-Presa 02-Ramal Los Colorados.....	266
Cuadro N°62: Características Diseño-Presa 01-Ramal C52.....	266
Cuadro N°63: Características Diseño-Presa 02-Ramal C52.....	267
Cuadro N°64: Cotas de Diseño - Ramal Rinconada	267
Cuadro N°65: Cotas de Diseño - Ramal Los Colorados.....	267
Cuadro N°66: Cotas de Diseño - Ramal C52.....	268
Cuadro N°67: Ancho de Poza de Disipación – Ramal Rinconada	268
Cuadro N°68: Ancho de Poza de Disipación – Ramal Los Colorados	268
Cuadro N°69: Ancho de Poza de Disipación – Ramal C52	269
Cuadro N°70: Tirante Crítico – Ramal Rinconada	269
Cuadro N°71: Tirante Crítico – Ramal Los Colorados	269
Cuadro N°72: Tirante Crítico – Ramal C52.....	270
Cuadro N°73: Altura Muro Inclinado (hm) – Ramal Rinconada	270
Cuadro N°74: Altura Muro Inclinado (hm) – Ramal Los Colorados	270
Cuadro N°75: Altura Muro Inclinado (hm) – Ramal C52.....	271
Cuadro N°76: Niveles de Energía – Ramal Rinconada.....	271
Cuadro N°77: Niveles de Energía – Ramal Los Colorados	272
Cuadro N°78: Niveles de Energía – Ramal C52	272
Cuadro N°79: Cálculo Cota B. – Ramal Rinconada.....	273

Cuadro N°80: Cálculo Cota B. – Ramal Los Colorados	273
Cuadro N°81: Cálculo Cota B. – Ramal C52.....	273
Cuadro N°82: Altura Caída (hc) – Ramal Rinconada.....	273
Cuadro N°83: Altura Caída (hc) – Ramal Rinconada Los Colorados	274
Cuadro N°84: Altura Caída (hc) – Ramal C52	274
Cuadro N°85: Niveles de Energía Y1 – Ramal Rinconada	275
Cuadro N°86: Niveles de Energía Y1 – Ramal Los Colorados.....	275
Cuadro N°87: Niveles de Energía Y1 – Ramal C52.....	275
Cuadro N°88: Tirante Conjugado mayor (y2) – Ramal Rinconada	276
Cuadro N°89: Tirante Conjugado mayor (y2) – Ramal Los Colorados	276
Cuadro N°90: Tirante Conjugado mayor (y2) – Ramal C52.....	276
Cuadro N°91: Condición de Salto Hidráulico – Ramal Rinconada	277
Cuadro N°92: Condición de Salto Hidráulico – Ramal Los Colorados	277
Cuadro N°93: Condición de Salto Hidráulico – Ramal C52	277
Cuadro N°94: Altura del Umbral (h´) – Ramal Rinconada	278
Cuadro N°95: Altura del Umbral (h´) – Ramal Los Colorados	278
Cuadro N°96: Altura del Umbral (h´) – Ramal C52.....	278
Cuadro N°97: Calculo Cota C y D (c.C y c.D) – Ramal Rinconada	279
Cuadro N°98: Calculo Cota C y D (c.C y c.D) – Ramal Los Colorados	279
Cuadro N°99: Calculo Cota C y D (c.C y c.D) – Ramal C52.....	279
Cuadro N°100: Verificación de los Niveles de Energía – Ramal Rinconada.....	280
Cuadro N°101: Verificación de los Niveles de Energía – Ramal Los Colorados.....	280
Cuadro N°102: Verificación de los Niveles de Energía – Ramal C52	280

Cuadro N°103: Cálculo Diseño Poza Disipadora – Ramal Rinconada	281
Cuadro N°104: Cálculo Diseño Poza Disipadora – Ramal Los Colorados	281
Cuadro N°105: Cálculo Diseño Poza Disipadora – Ramal C52	281
Cuadro N°106: Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l) – Ramal Rinconada	282
Cuadro N°107: Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l) – Ramal Los Colorados	282
Cuadro N°108: Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l) – Ramal C52	282
Cuadro N°109 Profundidad de Poza Disipadora (hp) – Ramal Rinconada	283
Cuadro N°110: Profundidad de Poza Disipadora (hp) – Ramal Los Colorados	283
Cuadro N°111: Profundidad de Poza Disipadora (hp) – Ramal C52	283
Cuadro N°112: Longitud de Tramo Inclinado (Lti) – Ramal Rinconada	284
Cuadro N°113: Longitud de Tramo Inclinado (Lti) – Ramal Los Colorados	284
Cuadro N°114: Longitud de Tramo Inclinado (Lti) – Ramal C52	284
Cuadro N°115: Diseño de Bloques – Ramal Rinconada	291
Cuadro N°116: Diseño de Bloques – Ramal Los Colorados	293
Cuadro N°117: Diseño de Bloques – Ramal C52	295
Cuadro N°118: Caudal Total de Diseño	321
Cuadro N°119: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Rinconada	325
Cuadro N°120: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Los Colorados	327
Cuadro N°121: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal C52	329

ÍNDICE DE GRAFICOS

Gráfico N°1: Análisis Grafico para Completacion de Datos – Estación Callancas.....	162
Gráfico N°2: Análisis Grafico para Completacion de Datos – Estación Chachicadan	162
Gráfico N°3: Análisis Grafico para Completacion de Datos – Estación Laredo – Trujillo – Estación de Referencia San José....	163
Gráfico N°4: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 25 Años.....	172
Gráfico N°5: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 50 Años.....	172
Gráfico N°6: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 100 Años.....	173
Gráfico N°7: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 140 Años.....	173
Gráfico N°8: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 200 Años.....	173
Gráfico N°9: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 500 Años.....	174
Gráfico N°10: Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Quebrada Rinconada – Ramal Rinconada.....	179
Gráfico N°11: Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Quebrada Rinconada – Ramal Los Colorados	179
Gráfico N°12: Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Quebrada Rinconada – Ramal C52.....	180
Gráfico N°13: Hietograma de Lluvia para $Tr = 50, 100, 140$ y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Rinconada.....	181
Gráfico N°14: Hietograma de Lluvia para $Tr = 50, 100, 140$ y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Los Colorados	182
Gráfico N°15: Hietograma de Lluvia para $Tr = 50, 100, 140$ y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal C52	183
Gráfico N°16: Hidrograma Líquido para $Tr = 50, 100, 140$ y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Rinconada.....	189

Gráfico N°17: Hidrograma Líquido para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Los Colorados	190
Gráfico N°18: Hidrograma Líquido para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal C52	190
Gráfico N°19: Granulometría Ramal Rinconada	194
Gráfico N°20: Granulometría Ramal Los Colorados	195
Gráfico N°21: Granulometría Ramal C52	195
Gráfico N°22: Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos – Ramal Rinconada..	212
Gráfico N°23: Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos – Ramal Los Colorados	213
Gráfico N°24: Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos – Ramal C52	214
Gráfico N°25: Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Rinconada. TR = 50, 100, 140 y 200 años.	220
Gráfico N°26: Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Los Colorados. TR = 50, 100, 140 y 200 años.....	222
Gráfico N°27: Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Los Colorados. TR = 50, 100, 140 y 200 años.....	225
Gráfico N°28: Comparación de nivel de flujo observado vs simuladas para la sección Ramal Rinconada.....	239
Gráfico N°29: Comparación de nivel de flujo observado vs simuladas para la sección Ramal Los Colorados	240
Gráfico N°30: Comparación de nivel de flujo observado vs simuladas para la sección Ramal C52	240
Gráfico N°31: Altura del Dique de Retención - Presa 01 Ramal Rinconada.....	248
Gráfico N°32: Altura del Dique de Retención - Presa 02 Ramal Rinconada.....	249

Gráfico N°33: Altura del Dique de Retención - Presa 03 Ramal Rinconada.....	249
Gráfico N°34: Altura del Dique de Retención - Presa 04 Ramal Rinconada.....	250
Gráfico N°35: Altura del Dique de Retención - Presa 05 Ramal Rinconada.....	250
Gráfico N°36: Altura del Dique de Retención - Presa 01 Ramal Los Colorados.....	251
Gráfico N°37: Altura del Dique de Retención - Presa 02 Ramal Los Colorados.....	251
Gráfico N°38: Altura del Dique de Retención - Presa 01 Ramal C52	252
Gráfico N°39: Altura del Dique de Retención - Presa 02 Ramal C52	252
Gráfico N°40: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 01- Ramal Rinconada.....	253
Gráfico N°41: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 02- Ramal Rinconada.....	254
Gráfico N°42: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 03- Ramal Rinconada.....	255
Gráfico N°43: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 04- Ramal Rinconada.....	256
Gráfico N°44: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 05- Ramal Rinconada.....	257
Gráfico N°45: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 01- Ramal Los Colorados	258
Gráfico N°46: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 02- Ramal Los Colorados	259
Gráfico N°47: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 01- Ramal C52.....	260
Gráfico N°48: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 02- Ramal C52.....	261
Gráfico N°49: Hidrograma de Salida- Ramal Rinconada.....	303

Gráfico N°50: Hidrograma de Salida - Ramal Los Colorados	303
Gráfico N°51: Hidrograma de Salida - Ramal C52	304
Gráfico N°52: Comparación de Hidrogramas de Entrada y Salida - Ramal Rinconada	322
Gráfico N°53: Comparación de Hidrogramas de Entrada y Salida - Ramal Los Colorados	323
Gráfico N°54: Comparación de Hidrogramas de Entrada y Salida - Ramal C52	324
Gráfico N°55: Hietograma de Velocidad Sin Proyecto – Ramal Rinconada	326
Gráfico N°56: Hietograma de Velocidad Con Proyecto – Ramal Rinconada	326
Gráfico N°57: Hietograma de Velocidad Sin Proyecto – Ramal Los Colorados	328
Gráfico N°58:: Hietograma de Velocidad Con Proyecto – Ramal Los Colorados	328
Gráfico N°59: Hietograma de Velocidad (m/s) sin Proyecto - Ramal C52	330
Gráfico N°60: Hietograma de Velocidad (m/s) con Proyecto - Ramal C52	330

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

El Canal Madre atraviesa por una topografía accidentada en su recorrido que ponen en riesgo su integridad, motivo por el cual se han ejecutado Obras Hidráulica de gran importancia para garantizar la integridad del Canal Madre entre las que tenemos: en la progresiva 117+745.23 un Aliviadero (A2), en la progresiva 117+865.23 una Alcantarilla (A22) y en la progresiva 118+037.28, el Botador Rinconada, las cuales garantizan la protección al Canal ante un evento extremo que active sobre todo la Quebrada Rinconada.

En el último Fenómeno denominado Niño Costero ocurrido en el mes de marzo del 2017, y debido a la falta de estructuras de protección que direccionen el flujo del caudal de la Quebrada Rinconada a la Alcantarilla existente, así como la colmatación del cauce de la Quebrada Rinconada, se produjo la erosión y destrucción de toda la infraestructura Hidráulica Mayor, poniendo en riesgo el Desarrollo Socio –Económico sostenible de los usuarios de las áreas nuevas del sector V y áreas de mejoramiento del Valle Moche.

La Quebrada Rinconada se encuentran dentro del Distrito de Salaverry y Provincia de Trujillo, entre las progresivas 113+112.53 a 118+037.28 del Canal Madre, siendo esta la principal Infraestructura Hidráulica con la que se abastece las áreas agrícolas del Valle Moche , Áreas Nuevas del sector V y la Planta de Tratamiento de Agua Potable, así mismo dentro de este sector se ubican estructuras de seguridad que garantizan la integridad del Canal Madre como es un Aliviadero en la progresiva 117+745.23, una Alcantarilla de sección rectangular en la progresiva 117+865.23 y el Botadero Rinconada en la progresiva 118+037.28.

El Botador Rinconada y el Aliviadero, vierten las aguas del Canal Madre ante cualquier eventualidad que pudiese realizarse, por lo que se debe contar con un canal guía que garantice el normal escurrimiento las aguas vertidas por este botador. Así mismo la Alcantarilla conduce las aguas de escorrentía superficial proveniente de la cuenca de la Quebrada Rinconada.

Por lo anteriormente descrito es necesario contar con cauce que permita a estas estructuras evacuar el caudal generado ante la ocurrencia de un eventual fenómeno de El Niño y eventos extremos, así la ejecución de estructuras de protección que direccionen el flujo generado por la quebrada hacia la alcantarilla para su evacuación, garantizando así la integridad del Canal Madre.

1.2 Formulación del Problema

Por lo anterior mencionado, nos planteamos el siguiente problema de investigación:

¿El Diseño Hidráulico de las obras de control de torrentes y retención de sedimentos en la quebrada Rinconada brindara una adecuada protección a la Infraestructura Hidráulica y vial que cruza dicha Quebrada?

1.3 Justificación

Las razones que motivaron la realización de este trabajo se fundamentan en lo ocurrido en el mes de marzo del 2017, el Fenómeno denominado Niño Costero, que produjo la erosión y destrucción de toda la infraestructura Hidráulica Mayor, poniendo en riesgo el Desarrollo Socio –Económico sostenible de los usuarios de las áreas nuevas del sector V y áreas de mejoramiento del Valle Moche.

En zonas de fuertes pendientes, en donde la expansión urbana ha obligado al cierre de cauces naturales o taponamiento parcial de los mismos, resulta indispensable garantizar el control de torrentes para asegurar un adecuado funcionamiento de la infraestructura urbana, áreas agrícolas, así como garantizar el abastecimiento de agua potable para la ciudad de Trujillo.

Es necesario evitar la generación de crecidas, flujos hiperconcentrados o aluviones, que tienen un alto potencial destructivo en función de su velocidad y concentración de sólidos.

Esta investigación contribuirá con una propuesta de obras de protección para minimizar el impacto que genera esta clase de flujos, aumentando la seguridad para sus pobladores e infraestructura ante fenómenos naturales.

1.4 Objetivos de la Investigación

1.4.1 Objetivo General

- ✓ Realizar el Diseño Hidráulico para el dimensionamiento de obras de control de torrentes y retención de sedimentos en la quebrada Rinconada.

1.4.2 Objetivos específicos

- ✓ Realizar el estudio Topográfico de la zona de estudio.
- ✓ Realizar el estudio Hidrológico.
- ✓ Realizar el estudio de Mecánica de Suelos.
- ✓ Diseñar Hidráulicamente las defensas ribereñas de acuerdo a los criterios técnicos y normas para Proyectos de Protección y/o Control de Inundaciones.
- ✓ Comparar dos modelos de flujo bidimensional Iber y Flo-2D.

2 MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedente Internacional

(Andrango Almagro, 2014), en su tesis denominada "Bases para el Dimensionamiento de Obras de Control de Torrentes". El riesgo aluvional existente en el país debido a la presencia de grandes montañas sujetas a las incidencias del tiempo, sumado a la creciente presión urbana por utilizar sectores cada vez más expuestos a este tipo de fenómenos, justifican estudiar comportamientos de flujos detríticos y la posibilidad de mitigar sus efectos mediante la construcción de obras de protección y control. En este proyecto de titulación se realizó una investigación teórica sobre obras de control de torrentes con el fin de elaborar una guía de diseño, operación y mantenimiento, además de un recorrido por las obras de control en los torrentes ubicados en las Quebradas Atucucho-Santa Ana, La Comuna, Rumiloma-Rumipamba de la ciudad D.M. Quito con el fin de analizar las condiciones actuales que se encuentran hasta la fecha.

(Vivas, 1999), Realizo estudios de aplicación del modelo Flo-2D, para evaluar medidas de mitigación ante la ocurrencia de huaycos en Venezuela.

El objetivo principal es como podemos mitigar los efectos de los aluviones. Con la investigación se propuso la aplicación de Flo-2D, en la predicción de su comportamiento y evaluación de medidas de mitigación, riesgo, amenaza y la elaboración de mapas de amenazas basadas en las experiencias de Venezuela en flujos hiperconcentrados debido al evento de Diciembre de 1999.

Se recomienda el uso de algoritmos numéricos como Flo-2D, que es un modelo de enrutamiento de inundación que simula el flujo del canal, el flujo superficial y el flujo no confinado de topografías muy complejas, La experiencia de la diversidad y complejidad de los datos de simulación de inundaciones mediante la adición de las precipitaciones, infiltraciones y transporte de sedimentos.

2.1.2 Antecedente Nacional

(Zambrano Orosco , 2019), en su tesis denominada “Alternativa de Mitigación para el Flujo de Detritos en la zona de descarga de la Quebrada Quirio-Chosica”. La presente investigación pertenece a uno de los fenómenos más frecuentes en el distrito de Lurigancho-Chosica-Lima, por ello su importancia en el estudio. La investigación fue de enfoque cuantitativo que surge ante el problema de pérdidas sociales y económicas que se observan durante los meses de enero a marzo con la llegada del fenómeno del niño que provoca el flujo de detritos en Nicolás de Piérola; tomamos en cuenta el escenario ocurrido en el 2017, el alcance se muestra en una simulación del evento hecha con el Programa RAMMS, utilizando datos que se obtuvieron de instituciones del estado que se encargan de caracterizarlos, la imagen satelital que fue proporcionada por PerúSAT-1 y procesada en PCI GEOMATIC; además se calculan los niveles de peligro, vulnerabilidad y riesgo de la zona estudiada utilizando el análisis multicriterio SAATY, cumpliendo con los lineamientos regidos por CENEPRED y utilizando como valor agregado un parámetro donde se toma en cuenta el resultado de la simulación. Con

ello posteriormente se propone una alternativa de mitigación para disminuir el impacto del evento dentro de la población, el cual consiste en la colocación de 5 barreras geodinámicas que permitirán en conjunto retener una cantidad de 7,568.81 m³ de material sólido y que logran mitigar un área urbana de 140 ha.

2.1.3 Antecedente Local:

(Velásquez Castro, 2019), en su tesis denominada “Análisis de los Potenciales Problemas de Sedimentación y Medidas de Mitigación en la Presa Palo Redondo”, nos dice que la situación de varias de las presas más grandes del país se ha visto afectada por causa de una sedimentación más acelerada de la que estimaban sus diseños. Ante esto, la presente tesis se concentra en el estudio de la futura Presa Palo Redondo, con el fin de sugerir medidas que mitiguen las posibilidades de una rápida sedimentación en su embalse. El estudio del sistema hidráulico involucrado en la Presa Palo Redondo permitió entender el por qué la Cuenca del Santa es una de las más erosivas del país. Así como comprender la dinámica con la que llegan los sedimentos, los cuales pueden arribar a la presa por el canal de alimentación y a causa de las descargas esporádicas de la subcuenca Palo Redondo. Por lo tanto, se estudió la producción de sedimentos en la Quebrada Palo Redondo y en Tablachaca, esta última considerada la subcuenca más erosiva de la cuenca del río Santa. Se evaluó la producción de sedimentos en la subcuenca Palo Redondo ante eventos extremos mediante el modelo Kineros obteniéndose un volumen de 6.6 MMC de sedimentos producto de dos tormentas. Asimismo, teniendo en cuenta el volumen de 5.9 MMC estimado por descargas anuales de la Quebrada, se tendría un aporte total por parte de la Quebrada Palo Redondo de 12.5MMC. Este volumen podría ingresar íntegramente a la presa debido a la inexistencia de algún sistema de protección en la subcuenca del mismo nombre. Se modeló la subcuenca de Tablachaca en SWAT con un registro de precipitación de 36 años, obteniendo una tasa de pérdidas potenciales a través de la metodología MUSLE de 297.7 Ton/ha. Asimismo, se aplicó el método de Avedaño para estimar el CES obteniendo 9.2% y en consecuencia una

tasa de sedimentos de 27.4 Ton/ha. El volumen muerto se estimó bajo 3 eficiencias del desarenador. Las dos primeras eficiencias de 32% y 50 % son las estimadas por Rocha y por el PECH, respectivamente para la tercera fase del proyecto (en que entrará en operación la Presa), y la última de 61% correspondiente a la segunda fase del Proyecto Chavimochic. Se obtuvo, bajo el escenario actual un volumen muerto por causa del canal de alimentación de 88 MMC, 64 MMC y 48MMC correspondientes a eficiencias de 32%, 50% y 61%, respectivamente, en contraste de los 31.1 MMC calculados por el PECH en su expediente técnico. Con el fin de reducir dicha tasa de sedimentos se propuso 4 escenarios alternativos a la cobertura actual de Tablachaca y se analizó su afectación en el volumen muerto de la Presa Palo Redondo, logrando buenos resultados.

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Hidráulica de los Flujo de Escombros

La Hidráulica de los flujos de escombros o hidráulica torrencial, corresponde al estudio de las avenidas torrenciales en la que el transporte de la que el transporte de sólidos está grande que las nociones de hidráulica se desvanecen. La fase sólida influye en el flujo, es decir, no puede separarse el flujo del agua por un lado con sus ecuaciones de movimiento, y el transporte sólido por otro.

Cuando el transporte de sólidos es tan grande y la densidad de la mezcla se eleva por encima de la densidad del agua, las nociones de hidráulica fluvial se desvanecen y se introduce los conceptos de fluidos no-Newtonianos. Desde el punto de vista hidráulico, a esta rama se conoce como “Hidráulica Torrencial”

Los flujos son deslizamientos que adquieren grandes velocidades y que se comportan como fluidos viscosos en movimiento. Las masas se comportan como un fluido, pero su comportamiento es diferente al de los

fluidos convencionales como el agua. Los deslizamientos tipo flujo (Flujos de rocas y residuos, flujos de residuos y de lodo y flujos hiperconcentrados) son fenómenos muy complejos que involucran grandes volúmenes de roca, residuos y suelo (Suarez Diaz, 2004).

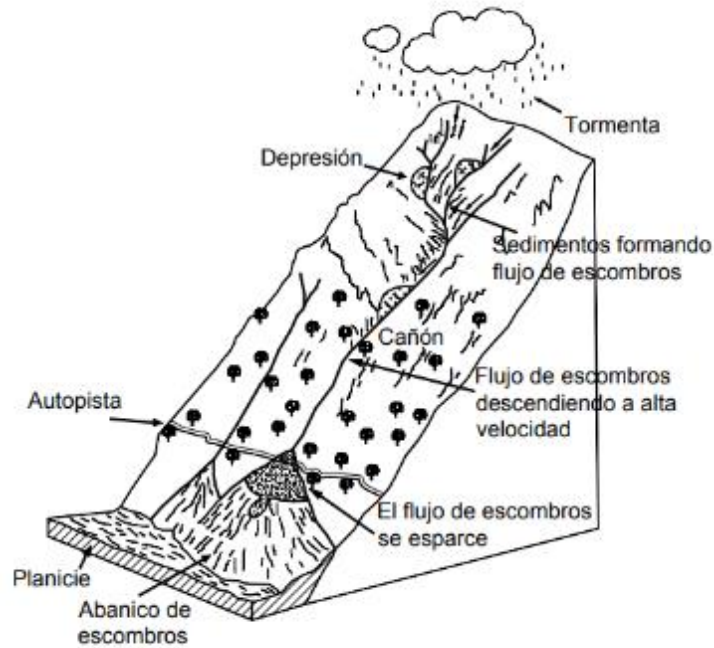
Los flujos constituyen uno de los desastres naturales que más vidas han cobrado y la mayoría de los más grandes deslizamientos catastróficos ocurridos en el mundo, corresponden a avalanchas. Entre los países más afectados por catástrofes debidas a flujos, se encuentran las áreas Andinas de Perú, Colombia, Ecuador y Venezuela (Suarez Diaz, 2004).

2.2.1.1 Características Generales de los Flujos

En un flujo ocurren movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre un cauce o canal. La ocurrencia de flujos generalmente está relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente y la saturación conduce a la formación de un flujo. Aunque generalmente, si los flujos son saturados, la saturación no es pre - requisito para su ocurrencia y en ocasiones, se presentan flujos de materiales secos (Suarez Diaz, 2004).

Los flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y aunque la ausencia de vegetación es un factor influyente, no es un pre requisito para que ocurran. Generalmente, los flujos se originan en otros tipos de deslizamiento, los cuales, al desintegrarse la masa deslizada, forman el flujo a lo largo de un canal. Algunos flujos pueden resultar, además, de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como sedimentos no consolidados. Por lo general, al disminuirse la pendiente o al ampliarse el ancho del canal, los sedimentos del flujo se depositan formando abanicos (Figura 1).

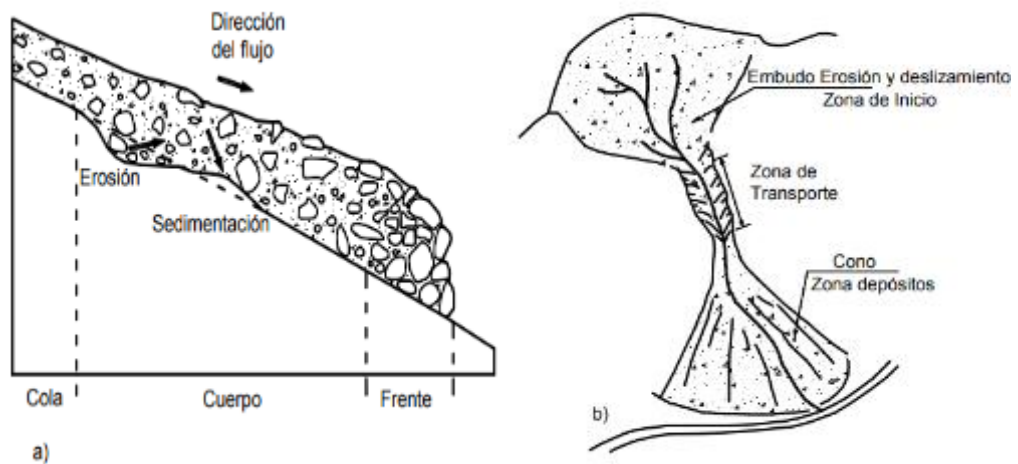
Figura 1 : Formación de un flujo de residuos en una ladera de alta pendiente



Fuente: (Suarez Diaz, 2004)

El perfil de un flujo en movimiento se divide básicamente en tres partes, el “frente” donde se concentran los materiales más gruesos, el “cuerpo” y la “cola” donde se acumula parte del agua libre de sedimentos y la mezcla de agua con sedimentos finos. El perfil puede tener varios pulsos con varios frentes intermedios. En planta, el flujo muestra una zona de iniciación que forma un embudo, una zona de transición o zona de tránsito de flujo y una zona de deposición en abanico como se muestra en la Figura 2 (Bateman et al, 2006).

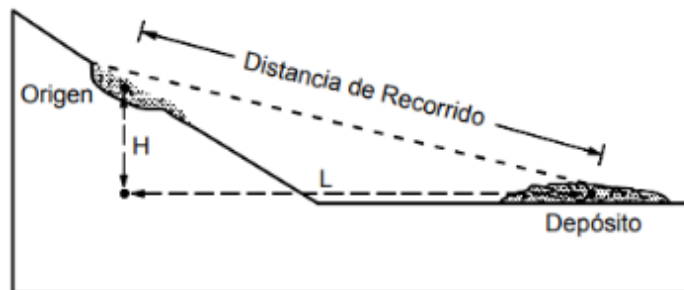
Figura 2 : Partes básicas de un flujo



Fuente: (Bateman et al , 2006).

En los flujos hay un origen de los sólidos, una distancia de recorrido y una zona de depositación (Figura 3) (Iverson, 1997). El flujo pasa de una zona de alta pendiente (más de 40°) a una zona de depositación menor o igual a 3°.

Figura 3 : En los flujos hay un origen de los sólidos, una distancia de recorrido y una zona de depositación



Fuente: (Iverson, 1997)

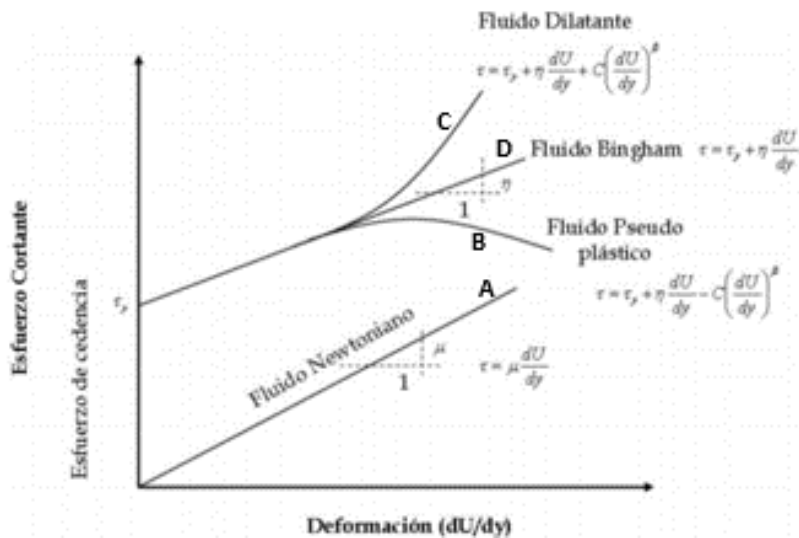
2.2.1.2 Tipos de Flujo

En términos muy generales, a los fluidos que presentan una resistencia muy pequeña, o nula, a ser deformados se les conoce como fluidos Newtonianos, en tanto, a los fluidos que presentan mayor resistencia se les llama fluidos no Newtonianos.

Para un fluido Newtoniano, la relación entre el esfuerzo cortante y la tasa de deformación (gradiente de velocidades) es lineal, como lo indica el caso (A) de la Figura 4. Este tipo de fluido es el que se obtiene para todos los líquidos puros (agua clara), cuyo comportamiento es

Newtoniano con una muy buena aproximación. Sin embargo, los fluidos no-newtonianos comprenden en general mezclas complejas como barros, aceites lubricantes muy viscosos, fluidos orgánicos como la sangre, etc. Estos fluidos exhiben un comportamiento diferente, tal como se observa en los casos (B), (C) y (D) de la Figura 3. Dentro de este tipo de fluido (fluido no-newtoniano) se analizan los flujos de lodo o escombros.

Figura 4 : Relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la tasa de deformación (du/dy) para diferentes tipos de flujo



Fuente: (Flo-2D , 2018)

Para la definición de los modelos de fluido se adaptaron los criterios de Chien y Wan (1999) y de Takahashi (1991), los cuales se resumen en la tabla 1.

Tabla 1: Modelos de fluido de acuerdo al tipo de flujo

Flujo	Característica	Fluido	Porosidad	Concentración en Volumen	Peso unitario
De lodos	Viscoso	BINGAHM	0.3 - 0.8	> 20 %	1.0-1.6
Hiperconcentrado granular	Viscoso	BINGAHM o MANNING	0.6 - 1.0	0 - 40%	1.0-1.8
	No viscoso	MANNING	0.7 - 1.0	0 -30%	1.0-1.7
Turbulento de detritos	Inercial	MANNING o BAGNOLD/ TAKAHASHI	0.25 -0.7	> 30%	1.6- 2.0
	(No viscoso)				
	No viscoso	BAGNOLD/ TAKAHASHI	0.1 - 0.6	> 40%	1.7- 2.2
Laminar de detritos		BINGAHM	< 0.1		

Fuente: (Suàrez Dìaz, 2001)

2.2.1.3 Tipos de Flujos que discurren por una Quebrada

(Gray & Sotir, 1996), menciona que en el desprendimiento y transporte de las masas actúan las fuerzas de gravedad y la fuerza del agua. Los fenómenos de erosión en masa incluyen los siguientes tipos de movimiento: Reptación (Creep), Flujos de tierra, Flujos de lodo, Flujos de detritos, Flujos hiperconcentrados y Avalanchas o Flujo de Escombros.

(Suàrez Dìaz, 2001), define que en las avalanchas de tierra se deben diferenciar tres tipos principales de flujo: Flujos de lodo, Flujos hiperconcentrados granulares y Flujos de detritos. Así mismo menciona que para modelar una avalancha es preciso determinar el tipo de flujo que se va a presentar con base en las características de la mezcla y del canal. Para resumir los criterios generales para determinar el tipo de flujo se presenta la tabla 2.

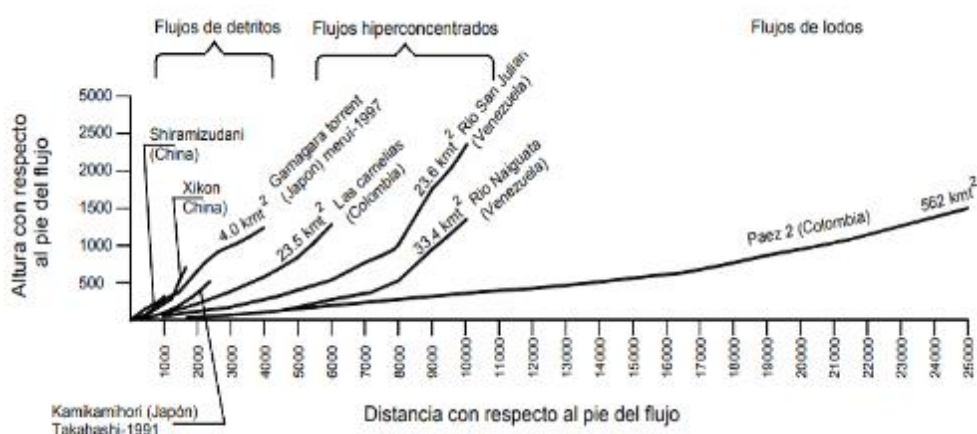
(Suàrez Dìaz, 2001), En la figura 5 muestra el perfil longitudinal de los canales de algunas avalanchas y se puede observar el perfil característico de cada tipo de flujo. Los flujos de detritos ocurren generalmente en canales de gran pendiente y tienen una longitud de recorrido menor que los flujos hiperconcentrados y los flujos de lodo.

Tabla 2: Tipos de flujo de acuerdo a las características de la mezcla y del canal

Características de los Sedimentos	Concentración de sedimentos de la mezcla (Kg/cm ³)	Pendiente del Canal				
		> 100 % (45°)	100 a 50%	50 a 20%	20 a 10 %	20 a 5 %
		Tipo de Flujo				
Más del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM #200)	< 90	Flujo hiperconcentrado		Flujo de lodo		
	> 90	Flujo de lodo				
Menos del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM #200)	<300	Flujo hiperconcentrado				
	300 a 600	Flujo turbulento de detritos (Debris Flow)		Flujo hiperconcentrado		
	600 a 900	Flujo turbulento de detritos (Debris Flow)				
	> 900	Flujo laminar de detritos				

Fuente: (Suárez Diaz, 2001)

Figura 5 : Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo



Fuente: (Suárez Diaz, 2001)

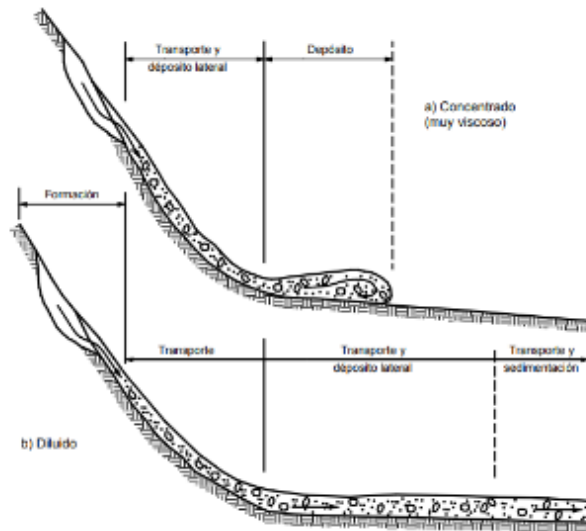
Flujo de Lodos (Mud Flow)

“Flujo canalizado muy rápido a extremadamente rápido de detritos saturados plásticos, cuyo contenido de agua es significativamente mayor que el del material fuente (índice de plasticidad mayor al 5 %)” (Hungry, Evans, Bovis, & M. & Hutchinson, 2001)

Los flujos de lodo generalmente consisten de altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas), aunque también transportan grandes bloques o cantos de roca. De hecho, el fluido se comporta como un

“Slurry” homogéneo con una onda frontal y una serie de pulsaciones ver Figura 6. (Suárez Díaz, 2001)

Figura 6 : Flujo de Lodos



Fuente: (Suárez Díaz, 2001)

Flujo Hiperconcentrados Granulares

Los flujos hiperconcentrados granulares contienen una concentración de sedimentos mayor al 30% y menor al 60% en volumen y se diferencian de los flujos de lodos en que este no es viscoso, ya que la granulometría de los sedimentos es mucho más gruesa. En estos flujos se transportan grandes cantidades de arena en suspensión dinámica y materiales más gruesos como

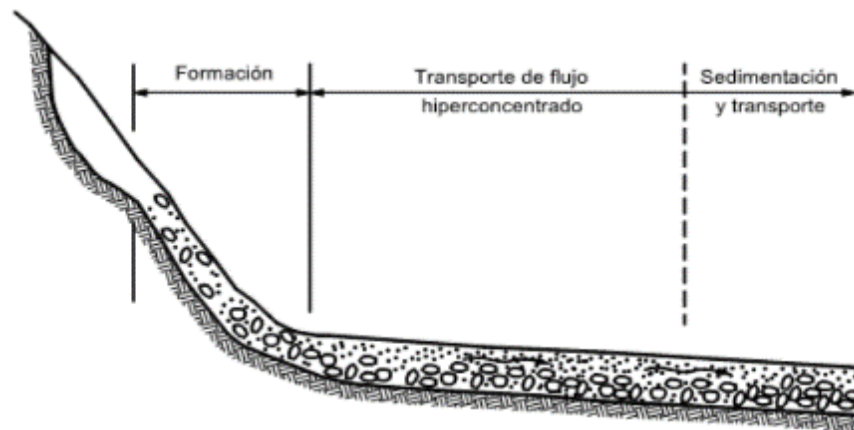
gravas, cantos y bloques, por lo cual la mezcla no tiene cohesión. Debido a que la mezcla agua – sedimento no tiene cohesión el flujo hiperconcentrado se comporta como un flujo turbulento débil y se considera un fluido newtoniano, por lo cual para estos casos se puede aplicar el modelo de Manning y la hidráulica tradicional. (Suarez Diaz, 2004).

Cuando las concentraciones de sólidos son relativamente bajas en estos flujos, los sólidos se concentran en la parte inferior; sin embargo, al aumentar la concentración las partículas se dispersan a través de todo

el flujo. Al aumentar más la concentración de sedimentos el flujo puede comportarse como no newtoniano y convertirse en un flujo de Debris.

En los flujos hiperconcentrados las partículas se mueven parcialmente como carga de fondo y parcialmente suspendida; debido a que posee cierto grado de plasticidad forma patrones de deformación a lo largo de la corriente. Cuando las partículas se van sedimentando, primero las más gruesas y luego las más finas se forma un depósito clasificado de partículas (Suárez Díaz, 2001). En la Figura 7 se presenta esquemáticamente un flujo hiperconcentrado granular.

Figura 7 : Representación gráfica flujo hiperconcentrado granular



Fuente: (Suárez Díaz, 2001)

Flujo de Detritos (Debris Flow)

“Es un flujo muy rápido a extremadamente rápido de detritos saturados, no plásticos (Índice de plasticidad menor que 5 %), que transcurre principalmente confinado a lo largo de un canal o cauce con pendiente pronunciada” (Hungry et al., 2001).

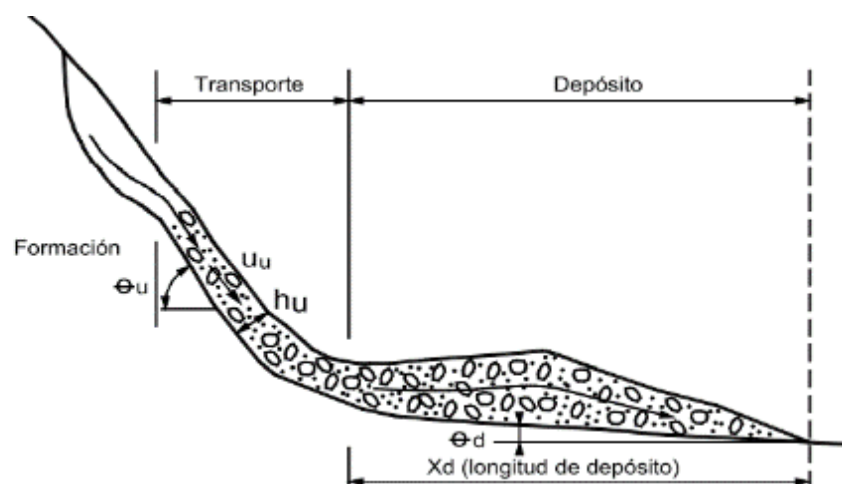
Cuando en un flujo de avalancha se aumenta la concentración de sedimentos por encima del 60% en volumen, se convierte en un flujo de detritos (debris flow) y la mezcla agua – sedimento se convierte en una pasta similar al concreto húmedo; esta mezcla es capaz de sostener en suspensión partículas del tamaño de gravas en bajas velocidades o

incluso en condiciones estáticas. Sin embargo, si el cauce en el cual se presenta el flujo de detritos es de muy alta. (Suàrez Dìaz, 2001)

En los flujos de detritos los sedimentos controlan el flujo y puede relacionarse como un flujo “turbulento de granos”, el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven. A su vez al generarse esta colisión de partículas existe un esfuerzo cortante interno y el flujo puede comportarse como un fluido no newtoniano -dilatante.

La depositación del flujo se da cuando hay una disminución de la pendiente, aumento del ancho del canal o presencia de obstáculos que aumenten la resistencia del flujo y disminuyan su velocidad. A medida que se depositan los materiales se forman especies de diques que hacen levantar el flujo, como se muestra en la Figura 8, lo cual fomenta aún más el proceso de depositación. Cuando el cambio en el ancho del cauce o en la pendiente es muy fuerte, la velocidad disminuye drásticamente y se deposita la mayoría del material sólido, formando abanicos o barras de grandes bloques. Primero se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor antes de producirse la sedimentación. (Suàrez Dìaz, 2001)

Figura 8 : Representación gráfica flujo de detritos



Fuente: (Suàrez Dìaz, 2001)

2.2.1.4 Concepto de Flujo de Lodos y Escombros

Existen diversas definiciones sobre flujos de lodos y piedras, pero básicamente se trata de una mezcla de agua con sedimento que transita hacia aguas abajo, sobre una pendiente pronunciada y que aumenta su volumen debido a rocas, arbustos y troncos que encuentra en su camino, los cuales forman una masa de comportamiento hidráulico complejo y que pueden lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que corresponden generalmente, a fenómenos que afectan áreas relativamente grandes dentro de una cuenca de drenaje (Morassuti, 2016).

Según Hampton (Hampton, 1972), “Los flujos de lodos y piedras es el resultado de alguna forma de colapso en el talud. Los escombros que caen como un deslizamiento colectan humedad y se mueven a lo largo de la pendiente, éste se licúa o se dilata conforme avanza, aumentando la movilidad del fluido”.

Según Takahashi (Takahashi, 1980), “Los flujos de lodos y piedras son flujos conformados por una mezcla viscosa y sedimentos de todos los tamaños con acumulaciones de cantos rodados que se vuelcan en el frente de la onda y forman lóbulos, detrás del cual siguen los granos más finos”.

Según Iverson (Iverson, 1997), “Los flujos de lodos y piedras ocurren cuando masas de sedimento pobremente graduadas, agitadas y saturadas con agua, caen precipitadamente por efecto de la atracción de la gravedad”.

También se les ha identificado con diferentes nombres como: “lahares”, término utilizado en Indonesia para identificar los flujos de lodo provenientes del deshielo de conos volcánicos; “huaicos” nombre de terminología peruana para los flujos rápidos de aguas turbias y turbulentas de corta duración, cargados de sólidos de diferentes tamaños y tipos de rocas (Colegio de ingenieros del Perú, 1998), “riadas”

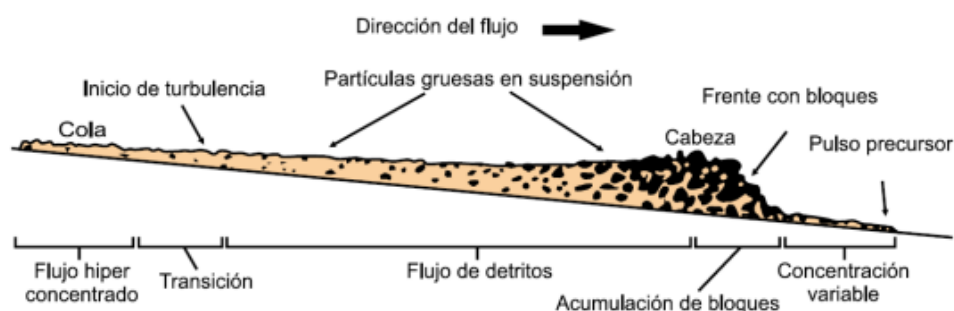
utilizado en Bolivia para identificar los flujos torrenciales cargados de sedimentos, flujos de tierra, flujos de lodo, flujos de lodo rocoso, flujos de escombros, aluviones, flujos de detritos (Debris Flows), flujos hiperconcentrados de sedimentos, flujos torrenciales, entre otros (Suarez Diaz, 2004).

2.2.1.5 Características de Flujos de Lodos y Escombros

A pesar de una variación significativa en el contenido de agua, la distribución del tamaño del grano y el comportamiento de la turbulencia, un flujo de escombros se moverá como un flujo fijo con un perfil de longitud ondulada. La sección media de la corriente contiene una masa más pequeña, principalmente arena del Composición de los Flujos de Lodos y Escombros tamaño de grano, y es seguida por una corriente de suspensión de limo y arcilla. La parte frontal del flujo de escombros está expuesta a la resistencia más grande, y el flujo naturalmente intentará disminuir la velocidad desarrollando un movimiento pulsante en la parte delantera. Cuando la presión del movimiento detrás del frente alcanza un nivel suficiente, el frente volverá a acelerarse. Lied et al., (2014).

Durante su desarrollo, un flujo de detritos exhibe una morfología típica. Presenta una cabeza en el frente, donde se transportan y acumulan los clastos de mayor tamaño (bolones y bloques). Esta sección representa la mayor altura del flujo. Tras la cabeza, el flujo muestra un cuerpo donde se desarrolla el flujo de detritos propiamente tal, transportando partículas gruesas incluso en suspensión. Detrás del cuerpo el flujo exhibe una cola, que se caracteriza por ser la parte más tardía del paso del flujo y corresponde a un flujo más diluido (flujo hiperconcentrado). Entre la cola y el cuerpo hay una zona de transición entre un flujo de detritos y un flujo hiperconcentrado, donde se inicia la turbulencia. En ocasiones, antes del paso del frente del flujo, pueden existir pulsos precursores de C_v variable, pero de alturas menores (Muñoz Muñoz , 2018). En la Figura 9, se muestra la morfología descrita anteriormente.

Figura 9 : Corte esquemático típico de un flujo de detritos. Frente con bloques de un pulso del flujo de detritos



Fuente: Diagrama de Pierson, 1986 - Tomado de Proyecto Multinacional Andino (2007)

Un Torrente se diferencia de un río por su morfología, su hidrología y régimen hidráulico:

Morfológicamente:

Un torrente es el conjunto de tres partes: una cuenca de recepción con distintos afluentes y donde domina la erosión, un cauce de desagüe o garganta (torrente ya formado) donde lo dominante es el transporte del material sólido, y un cono de deyección o abanico fluvial donde domina la sedimentación. En la cuenca de recepción los problemas son sobre todo ambientales (perdida de suelo, procesos de acarcavamiento, etc.), mientras en el cauce de desagüe o garganta y en el cono de eyección son ingenieriles (erosión del lecho y las orillas, aterramiento del cauce e inundación, etc.)

Hidrológicamente:

Un torrente se diferencia de un río por la velocidad de crecimiento del caudal (pendiente del hidrograma), que es muy elevada.

Hidráulicamente:

La gran pendiente del torrente significa una gran capacidad de transporte de sólido. La provisión de sólidos gruesos transportados es irregular en el tiempo y localizado en el espacio (por ejemplo, un desprendimiento hacia el cauce o el cono de deyección de otro torrente). Un Torrente y

un río torrencial pueden experimentar avenidas torrenciales en las que el flujo se presenta como una pared o frente de onda, mezcla de agua y sólidos muy destructiva.

Además de estos criterios generales, existen algunos coeficientes que permiten clasificar el curso de agua como un río o un torrente. Incluso clasificarlos según su potencial erosivo. Uno de estos coeficientes es el “Coeficiente de Torrencialidad K_b ” de ŠKOPEK (1988).

$$K_b = \frac{D_b * P * \bar{h} * C * E * (S + 1)^{1/2}}{L_p * (S_f + 1)^{1/2}} \quad (1)$$

Donde :

- K_b : coeficiente de torrencialidad
- D_b : densidad de drenaje (km/km²)
- P : perímetro de la cuenca (km)
- \bar{h} : altura media de la cuenca (km)
- C : coeficiente de permeabilidad del suelo (Tabla 3)
- E : coeficiente de erosionabilidad de la cuenca (Tabla 4)
- S : superficie de la cuenca (km²)
- L_p : longitud del curso de agua principal (km)
- S_f : superficie cubierta con vegetación forestal (km²)

La densidad de drenaje (D_b) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$D_b = \frac{L}{S} \quad (2)$$

Donde :

- L : longitud de total de todos los cursos de agua (km)
- S : superficie de la cuenca (km²)

$$L = L_p + \sum L_i \quad (3)$$

Donde :

- L_i : longitud de los cursos tributarios (km)
- L_p : longitud del curso de agua principal (km)

La altura media de la cuenca \bar{h} se calcula con la siguiente expresión:

$$\bar{h} = \bar{H} - H_0 \quad (4)$$

Donde :

- H_0 : altitud de la sección de cierre de la cuenca (km)
- \bar{H} : altitud media de la cuenca sobre el nivel del mar (km)

$$\bar{H} = \frac{\sum_1^n H_i * S_i}{S} \quad (5)$$

Donde :

- H_i : altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas (km)
- S_i : superficie entre dos curvas de nivel consecutivas (km)
- S : superficie de la cuenca (km²)

El coeficiente de permeabilidad (C) para los diferentes suelos se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Coeficiente de permeabilidad del suelo

Grado de Permeabilidad	Tipo de Suelo	C
Totalmente impermeable	Muy arcilloso	1.00
	Roca consolidada	1.00
Impermeable	Arcilloso, turbera	0.90
	Marisma	0.80
No muy permeable	Franco arcilloso	0.70
	Suelo gris forestal	0.70
	Franco arcilloso	0.65
Permeable	Franco	0.60
	Chernozem (tipo de suelo negro rico en humus)	0.60
	Franco arenoso	0.55
Muy Permeable	Arenoso	0.45
	Franco arenoso	0.45
	Gravas	0.45

Fuente: (ŠKOPEK ,1988).

El coeficiente de erosionabilidad (E) se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4: Coeficiente de erosionabilidad

Intensidad erosiva en la cuenca de drenaje y en su cauce	E
En la cuenca aparecen todos los tipos de procesos erosivos. Cauce muy degradado por erosión transversal y avance longitudinal. Continuo arrastre en transporte de acarreos. Superficie de la cuenca muy expuesta a los procesos erosivos. Pendiente de las vertientes superior al 50%.	1.00
En mas del 80% de la cuenca existe erosión en regueros y cárcavas. En el cauce predomina el transporte de materiales en forma de acarreos.	0.90
En mas del 50% de la cuenca sufre erosión en regueros y cárcavas. La pendiente de las laderas el mayor al 30% .Existe un apreciable transporte de materiales y una intensa acumulación de materiales gruesos en el lecho.	0.80
La erosión en regueros predomina en la cuenca. La pendiente de laderas es mayor al 20%. Existe transporte de gravas y guijarros en el cauce.	0.70
La erosión laminar predomina en la cuenca. Esporádicamente se produce erosión en cárcavas. Existe una considerable erosión longitudinal y transversal en el cauce, con transporte de gravas .	0.60
La erosión laminar afecta a más del 50% de la superficie. En el cauce existe transporte y acumulación de gravas. Las pendientes de las laderas son mayores del 20%.	0.50
Del 25 al 30% de la superficie sufre erosión laminar y esporádicamente aparece erosión en roqueros. Existe transporte y acumulación de acarreos mas pequeños. La pendiente de laderas es del 10 al 15 %. La cubierta vegetal esta degradada.	0.40
Aproximadamente en el 20% de la cuenca existe erosión laminar. Existen signos de lavado del horizonte superior del perfil edáfico. Transporte de sedimentos en el cauce.	0.30
Toda la cuenca está libre de procesos de erosión. Existe una gran proporción proporción de superficie agrícola en la cuenca. Las pendientes son superiores al 20%.	0.20
En toda la cuenca no hay procesos erosivos. La cubierta forestal es predominante y está formada por bosques protectores bien estructurados. El resto de la superficie está protegida por pastizales perennes. El perfil longitudinal del cauce está estabilizada en ambos sentidos de la gradiente (erosión = sedimentación).	0.1 - 0

Fuente: (ŠKOPEK ,1988).

En base a la selección de todos los parámetros se calcula el Coeficiente de Torrencialidad (Kb) y se contrasta el valor obtenido con los brindados en la Tabla 5. Con este criterio se puede estimar su un curso de agua se comporta como un torrente o un río.

Tabla 5: Coeficiente de erosionabilidad

Categoría	K _b	Características del curso de agua
I	< 0.10	Comportamiento no torrencial
II	0.1 - 0.4	Comportamiento con potencial erosivo bajo.
III	0.4 - 0.7	Comportamiento con potencial erosivo medio.
IV	0.7 - 1.0	Comportamiento con potencial erosivo alto.
V	>1.0	Torrente muy altamente erosivo.

Fuente: (ŠKOPEK ,1988).

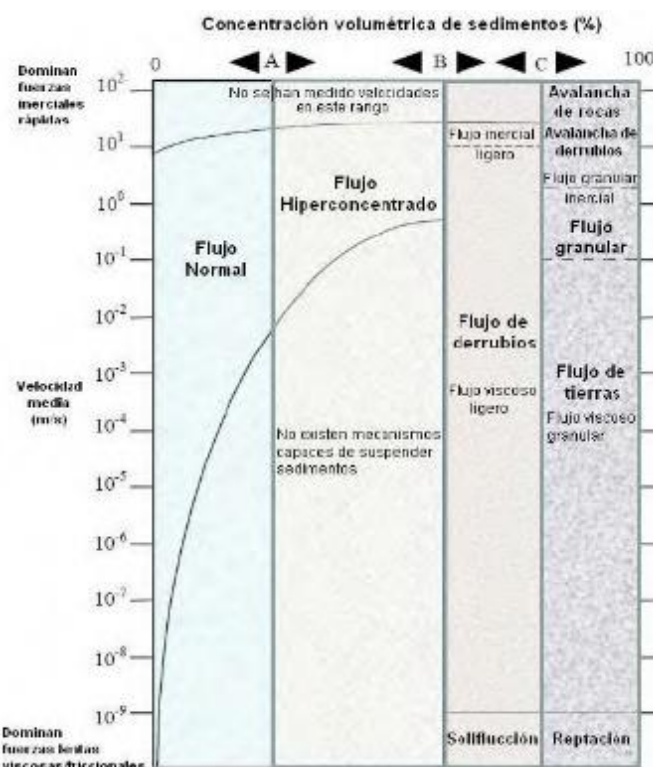
2.2.1.6 Clasificación de Flujos de Lodos y Escombros

Los flujos muy viscosos hiperconcentrados de sedimentos son llamados en general flujo de barro o detritos. Los flujos de barro son no homogéneos, no newtonianos, eventos de crecida cuyas propiedades de fluido cambian significativamente cuando descienden por los canales de las cuencas o a través de los abanicos aluviales. Su comportamiento está definido por las propiedades de la matriz de fluido (consistente de agua y de sedimentos finos), la geometría del canal, la pendiente y rugosidad. A concentraciones suficientemente altas los sedimentos finos alteran las propiedades del fluido incluyendo la densidad, viscosidad y tensión de corte.

(Pierson & Costa, 1987) presentan una clasificación en el cual es posible acoplar términos reológicos y geomorfológicos. Esta clasificación se basa en la concentración de sedimentos y en la velocidad media de partículas del flujo, relacionándolo con un movimiento que varía entre viscoso o friccional a inercial (Figura 10).

(Costa , 1988) , presenta las Tablas 6 y 7, las cuales son sumamente prácticos para identificar estos tipos de flujo considerando la concentración. Costa clasifica los flujos desde el punto de vista reológico, además considera las fuerzas internas del flujo, la granulometría y el comportamiento laminar o turbulento para caracterizar los diferentes tipos de flujo, en donde concluye que los flujos de detritos tienen un comportamiento laminar.

Figura 10 : Clasificación de flujos y movimientos de masa en función de la concentración volumétrica de sedimentos y de la velocidad media del flujo



Fuente: . Modificado de (Pierson & Costa, 1987).

Tabla 6: Clasificación de Flujo según Costa (Parte I)

Flujo	Concentración de sedimentos	Densidad de los sólidos (gr/cm ³)	τ_y (dn/cm ²)	Tipo de Fluido
Avenida de agua	1 - 40% en peso 0.40 - 20% en volumen	1.01 - 1.33	0 - 100	Newtoniano
Flujo Hiperconcentrado	40 - 70% en peso 20 - 47% en volumen	1.33 - 1.80	100 - 400	No Newtoniano
Flujo de Escombros	70 - 90% en peso 47 - 77.5% en volumen	1.80 - 2.30	> 400	Viscoplastico

Fuente: (Costa , 1988)

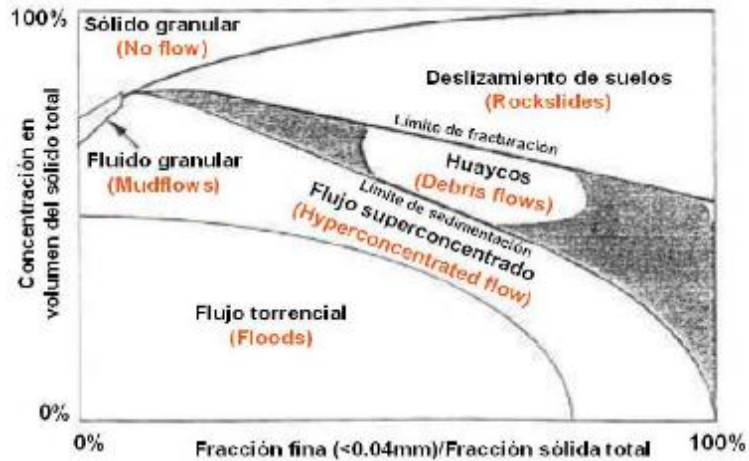
Tabla 7: Clasificación de Flujo según Costa (Parte II)

Flujo	Mayor mecanismo de soporte de sedimentos	Viscosidad (poise)	Perfil de concentración de sedimentos	Tipo de Flujo predominante
Avenida de agua	Fuerzas electrostáticas, turbulencia	0.01 - 20	No uniforme	Turbulento
Flujo Hiperconcentrado	Empuje, esfuerzo dispersivo, turbulencia.	20 - 200	No uniforme a uniforme	Turbulento a Laminar
Flujo de Escombros	Cohesión, empuje, esfuerzo dispersivo, soporte estructural.	>> 200	Uniforme	Laminar

Fuente: (Costa , 1988)

(Cousot, 1997) clasifica los huaycos utilizando como parámetros la concentración y la granulometría del material sólido (ver Figura 11). El flujo torrencial, flujo hiperconcentrado, así como también los deslizamientos de suelos llegan a ser contemplados dentro de esta clasificación de flujos.

Figura 11 : Clasificación reológica de flujos



Fuente: (Cousot, 1997)

(Meunier, 1991) realiza otra clasificación para el caso de flujos con una alta concentración y con pendientes que van desde los 30 a los 50% marcando el inicio de la formación de huaycos. La hidráulica fluvial como disciplina caería dentro del rango de pendientes naturales menores que el 2%. Importante y práctico es saber que las fórmulas clásicas de hidráulica fluvial podrían ser usadas con buena aproximación hasta una pendiente natural que van desde los 7% al 10% (Ver Figura 12)

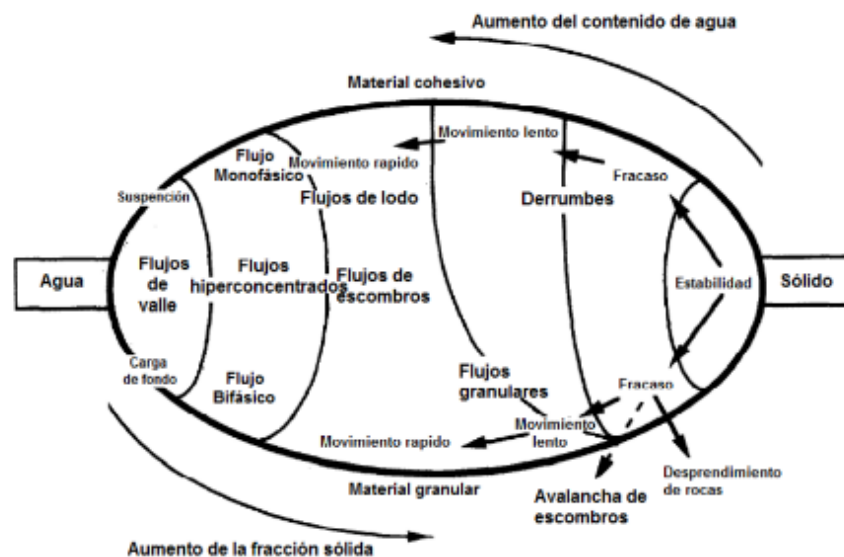
Figura 12 : Clasificación reológica de flujos según Meunier



Fuente: (Meunier, 1991)

Además de las inundaciones que pueden tener características de flujos de valle como características de flujos hiperconcentrados, existen otros tipos de flujos los cuales es necesario tener algún grado de conocimiento para poder identificarlos en terreno rápidamente e inferir las características y capacidades que pueden llegar a tener estos flujos. Por esto es que a partir del diagrama hecho por (Coussot & Meunier, 1996), se describirán algunos flujos, los cuales suelen ser más habituales en nuestro país. Primero se describirán brevemente los flujos de escombros (debris flow), luego los flujos hiperconcentrados (hyperconcentrated flow) y por último los flujos de barro (mudflow). En la Figura 13 se muestra los distintos tipos de flujos localizados de acuerdo a su composición agua-sedimento. Si bien las inundaciones tienen más afinidad con los flujos de valle, están aún dentro de los flujos hiperconcentrados por tener pequeños porcentajes de sedimento en suspensión y de fondo.

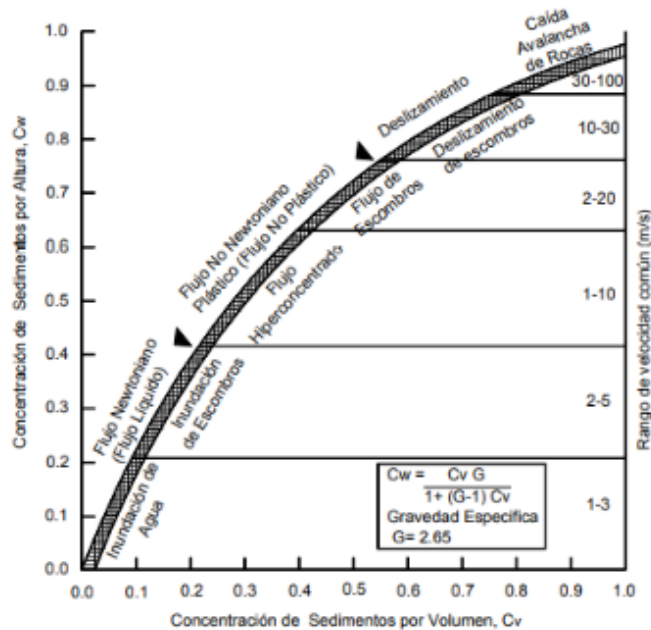
Figura 13 : Clasificación de flujos por composición



Fuente: Extraído y Modificado de (Coussot & Meunier, 1996)

En la figura 14 (O'Brien J. , 2006) Clasifica el flujo de acuerdo con la velocidad y concentración de sedimentos como lo propone las propiedades del Flujo de Escombros.

Figura 14 : Clasificación de los deslizamientos y flujos de acuerdo con la velocidad y concentración de sedimentos



Fuente: (O'Brien J., 2006)

2.2.1.7 Conceptos importantes de soporte de partícula

La habilidad de los flujos de escombros para transportar partículas gruesas de diversos tamaños y moverse a grandes distancias con pendientes pequeñas ha intrigado a muchos investigadores.

Esfuerzo Dispersivo:

Basado en el concepto de esfuerzo dispersivo por Bagnold (1954), quien, realizó experimentos con partículas cizallándose en un cilindro giratorio y observó que los esfuerzos de soporte de la partícula eran generados por el resultado de la colisión entre partículas.

El esfuerzo normal fue llamado esfuerzo dispersivo y se formuló la siguiente ecuación:

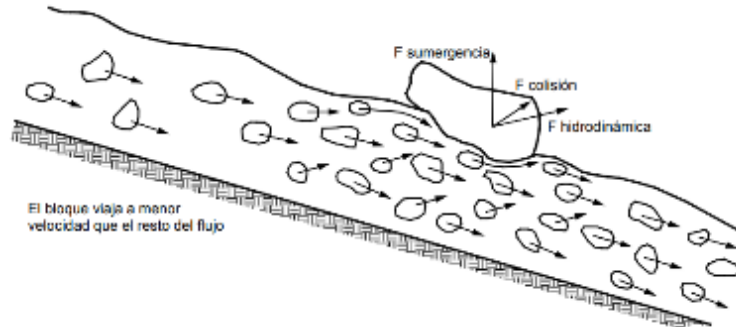
$$P = 0.42\lambda D_0^2 \left(\frac{dv}{dy}\right)^2 \cos \phi_i \quad (6)$$

Donde :

- P : Esfuerzo dispersivo
- λ : Concentración lineal de granos
- D_0 : Diámetro de la partícula
- $\left(\frac{dv}{dy}\right)$: Gradiente de velocidad
- ϕ_i : Angulo dinámico de fricción interna

El fenómeno es explicado dentro de un modelo de fluido dilatante como el de una fuerza dispersiva, debida a la colisión de una gran cantidad de partículas sobre la superficie del bloque (Ver Figura 15)

Figura 15 : Transporte de grandes bloques en la parte superior del flujo



Fuente: (Suárez Diaz, 2001, pág. 182)

Fuerza Matricial:

“Se observa que, si una partícula suspendida en un flujo de lodo estacionario es empujada hacia abajo, tiende a hundirse un poco y quedarse en esa posición, sin retornar a la superficie o hundirse hasta el fondo” (Johnson, 1970) .

Según Hampton (1975) existe una red de partículas de arcilla floculadas a todo lo largo del fluido. La floculación es la resultante de fuerzas atractivas netas entre dos partículas de arcilla.

La fuerza mínima requerida para romper esta red de partículas floculadas ha sido definida como la Fuerza matricial de Johnson.

(Johnson & Rodine, 1984) realizaron un análisis de flotabilidad y obtuvieron:

$$h = \frac{3}{4} * \frac{cf(\phi)}{\gamma_c - \eta\gamma_d} \quad (7)$$

Donde :

- h : Tamaño medio de las partículas grandes que pueden ser transportadas por la corriente
- c : Cohesión
- γ_c : Peso unitario de la piedra en cuestión
- γ_d : Peso unitario de los escombros
- $f(\phi)$: función de ϕ , ángulo aparente de fricción $f(\phi)$ varía desde 61 para $\phi = 0^\circ$ a 62 para $\phi = 30^\circ$
- η : tasa del volumen del canto rodado sumergido

Gradación Inversa:

En el frente de una oleada de escombros se observa que las partículas mayores tienden a moverse lateralmente y verticalmente, denominándose a este fenómeno, gradación inversa de las partículas. Este fenómeno de la migración de piedras hacia las márgenes es llamado segregación.

La fuerza dispersiva de Bagnold ha sido sugerida como uno de los mecanismos principales para la segregación. A mayor diámetro, mayor fuerza dispersiva y una presión dispersiva grande causa que las partículas se muevan para arriba.

Fisher y Mattinson (1968) explicaron que la segregación es el resultado del movimiento de la partícula desde una región de presión grande (en el fondo) hacia una región de presión más pequeña (en la parte superior). Basado en el Principio de Bernoulli.

2.2.1.8 Propiedades de los flujos de escombros

a) Velocidad:

La velocidad del flujo de escombros observado varía de 0.5 m/s a 20 m/s. Las razones de esta gran variedad de velocidad son debido a la clasificación, geometría del canal, pendiente, tamaño y sinuosidad. En una observación en Japón (Okuda,1980) la velocidad en el tramo

superior estuvo por encima de los 1 m/s, pero en el área del abanico la velocidad fue de 5 m/s.

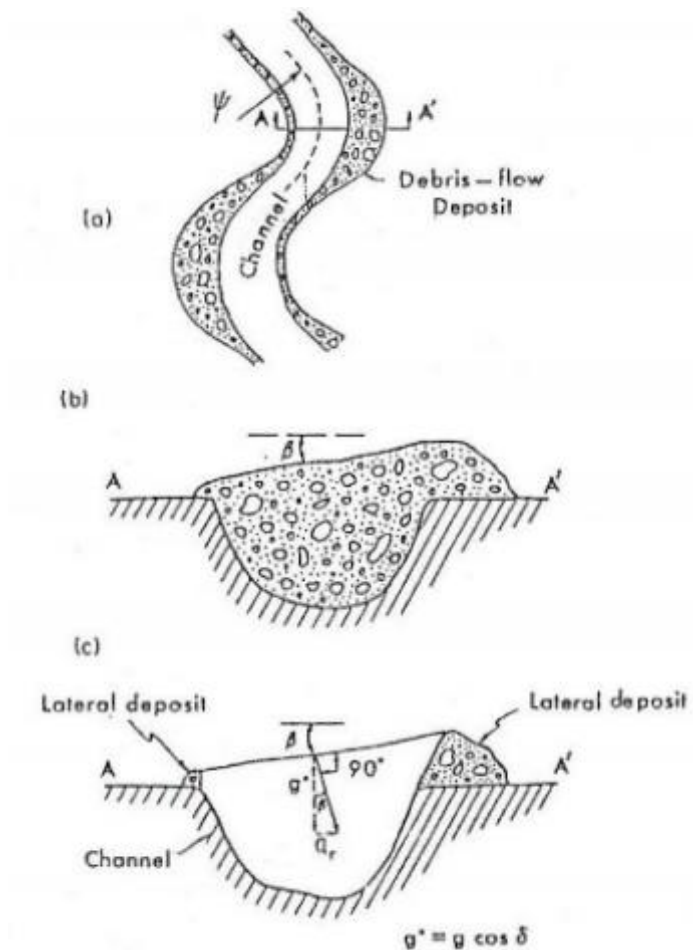
Para el caso de flujos de lodo, (Johnson & Rodine, 1984) utilizan la sobreelevación en las curvas como parámetro para calcular la velocidad del flujo:

$$\bar{w} = (g * \psi * \cos \delta * \tan \beta)^{1/2} \quad (8)$$

Donde :

- \bar{w} : velocidad promedio
- ψ : radio de curvatura
- δ : Pendiente del Canal
- β : Sobre inclinación de flujo en curva

Figura 16 : Movimiento idealizado de un flujo viscoso (a) Planta, (b) y (c) sobreelevación durante y después



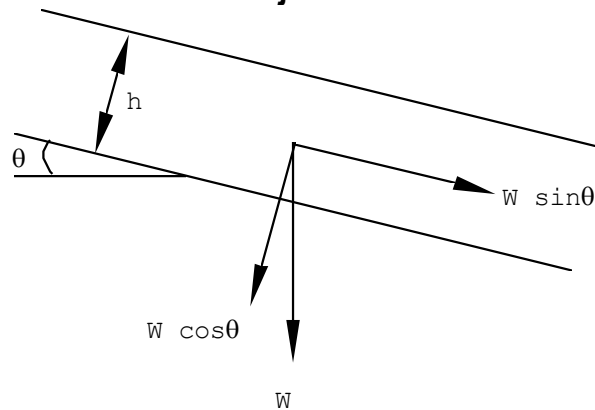
Fuente: (Johnson & Rodine, 1984)

b) Pendiente:

Aunque los flujos de escombros ocurren en pendientes pronunciadas , es importante notar que este flujo de tiene habilidad de fluir en pendientes muy suaves. Algunas pendientes observadas vara de 2% a 32% (Costa, 1984).

(Castillo N., 2020) Por medio de un análisis de estabilidad simple para un ancho y longitud unitario completamente saturado, de altura h , con pendiente $\sin \theta$ y con ángulo de fricción Φ , se obtiene el criterio de Iniciación del movimiento de flujos de escombros.

Figura 17: Transporte de grandes bloques en la parte superior del flujo



Fuente: (Castillo N., 2020)

De acuerdo al criterio de fricción de Morh-Coulomb , el esfuerzo de corte limite τ_L para un material de suelo no – cohesivo es :

$$\tau_L = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (9)$$

El esfuerzo normal efectivo $\bar{\sigma} = \sigma - \mu_p$ con

$$\mu_p = \gamma_w h \cos \theta \quad (10)$$

$$\sigma = W \cos \theta = \gamma_{sat} h \cos \theta \quad (11)$$

Donde :

W : peso del material

γ_{sat} : peso unitario del material saturado

$$\gamma_{sat} = \gamma_w + (\gamma_s - \gamma_w)C_v \quad (12)$$

Donde :

- γ_w : peso unitario del agua
- γ_s : peso unitario de solidos
- C_v : concentración de sedimentos del volumen de la mezcla.

La componente del peso de los escombros paralelo al lecho es:

$$\tau = W \sin \theta = \{\gamma_w + (\gamma_s - \gamma_w)C_v\}h \sin \theta \quad (13)$$

Para la condición de equilibrio limite, igualando $\tau_L = \tau$ de las ecuaciones (9) y (13) obtenemos:

$$\tan \theta = \frac{C_v(\gamma_s - \gamma_w)}{C_v(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w} \tan \phi \quad (14)$$

Podemos observar que de la ecuación (14) que si $\tan \Phi < 1$, $\tan \Theta$ es siempre menor que $\tan \Phi$, es decir, la pendiente requerida para el flujo de granos dispersos es siempre menor que la requerida para superficies friccionantes de granos no dispersos agregados,

De la ecuación (14), si el esfuerzo actuante es mayor que el esfuerzo limite entonces se produce movimiento. Este criterio es conocido como el ***Criterio de Iniciación del Movimiento de los flujos de escombros.***

c) Angulo de Deposición:

(Castillo N., 2020), indica que de observaciones de campo indican que hay cierto ángulo de pendiente límite donde la oleada del flujo de escombros pierde su capacidad de viajar a velocidad uniforme y desacelera, empezando a depositarse. Como primera aproximación, se asigna un ángulo de 10° para el comienzo de una deposición.

De la literatura se sugiere asumir un rango de ángulos de deposición entre 10° y 14° para flujos abiertos o no confinados y de 8° a 12° para flujos canalizados o confinados

d) Propiedades Físicas y Mecánicas de los Flujos Detríticos

Algunas de las propiedades de los flujos detríticos dependen solo de la composición del material que lo constituye, mientras que otras dependen de las características del movimiento. Muy pocas técnicas son aceptadas para medir las propiedades de flujos detríticos (Iverson, 1997).

Las propiedades físicas más relevantes que caracterizan a los flujos detríticos, se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8: Valores típicos de las propiedades físicas básicas en flujos detríticos

Propiedades	Rango de Variacion			Simbolo
Propiedades de las particulas solidas				
Densidad	2500 Kg/m3	a	3000 Kg/m3	ρ_s
Diámetro de partículas	10^{-5}	a	1 m	d
Angulo de rozamiento	25°	a	45°	Φ_g
Coefficiente de restitución	0.1	a	0.5	e
Propiedades del fluido en los poros				
Densidad	1000 Kg/m3	a	1200 Kg/m3	ρ_s
Viscosidad	0.001	a	0.1 Pa-s	μ_f
Propiedades de la mezcla				
Fracción de sólidos con respecto al volumen total	0.4	a	0.8	C_v
Fracción de fluido con respecto al volumen total	0.2	a	0.6	$(1 - C_v)$
Permeabilidad Hidráulica	10^{-13}	a	10^{-9}	k
Conductividad Hidráulica	10^{-7}	a	10^{-2}	K
Angulo de rozamiento interno	25°	a	45°	E

Fuente: (Iverson, 1997)

e) Caudal Máximo de Flujo de Escombros

(Castillo Navarro, 2019) indica que para la estimación de los caudales máximos de los flujos de escombros existen 2 metodologías más usadas, la de JICA (Japan International Cooperation Agency) y la de O'Brien (2000).

La metodología usada por JICA se basa en los desarrollos de Takahashi. Según Takahashi el volumen de lodo y escombros es igual a:

$$V_s = 1000 R_t A F_r \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (15)$$

El cual se puede expresar como:

$$V_s = V_a \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (16)$$

Donde :

- V_s : Volumen de detritos (m³)
- V_a : Volumen de agua (m³)
- R_t : Precipitación total durante la descarga de flujo de lodo y piedra (mm)
- A : Área de la cuenca en Km²
- F_r : Coeficiente de Escorrentía
- C^* : Densidad volumétrica de sedimentos del lecho
- C_d : Densidad volumétrica de flujo de lodo y piedra

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (17)$$

Donde :

- ρ : Densidad de fluidos de detritos (t/m³)
- σ : Densidad de lodos y piedras (t/m³)
- θ : Angulo del talud
- ϕ : Angulo de fricción interna

De acuerdo a la ecuación (16), la relación V_s/V_a se puede expresar como:

$$\frac{V_s}{V_a} = \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (18)$$

Las ecuaciones aplicadas siguiendo el método de Takahashi, son las que permiten estimar en caudal máximo de lodos y piedras, y caudal máximo de material fino; como una función de caudal líquido.

$$Q_s = \left(\frac{C^*}{C^* - C_d} \right) Q_p \quad (19)$$

$$Q_f = \left(\frac{\rho - 1}{\rho - \sigma} \right) Q_p \quad (20)$$

$$Q_t = Q_s + Q_f \quad (21)$$

Donde :

Q_t : Caudal total (máximo) de flujo de detritos (m³/s)

Q_s : Caudal de lodos y piedras (m³/s)

Q_f : Caudal del material fino (m³/s)

Q_p : Caudal líquido (máximo) (m³/s)

Es importante observar que el coeficiente que multiplica Q_p en la ecuación (19) es igual a:

$$\left(\frac{C^*}{C^* - C_d} \right) = 1 + \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (22)$$

Por lo tanto , según la ecuación (18), la expresión (22) puede escribirse como:

$$\left(\frac{C^*}{C^* - C_d} \right) = 1 + \frac{V_s}{V_a} \quad (23)$$

y sustituyendo (23) y (20) en (21), se obtiene:

$$Q_t = \left[\left(1 + \frac{V_s}{V_a} \right) + \frac{(\rho - 1)}{(\sigma - \rho)} \right] Q_p \quad (24)$$

Otra metodología empleada es la propuesta por O'Brien (2000), donde el hidrograma de flujo de detritos se estima a partir del hidrograma de flujo de agua multiplicado por un factor (BF) que está en función de la concentración volumétrica de detritos. Se deberá tener en consideración los valores para flujo de detritos C_v , los cuales varían entre 0.20 (flujos bajos) y 0.45 (para flujos altos).

$$Q_t = BF * Q_l \quad (25)$$

$$BF = \frac{1}{1 - C_v} \quad (26)$$

Donde :

Q_t : Caudal total (máximo) de flujo de detritos (m³/s)

- Q_l : Caudal líquido (máximo) (m^3/s)
- BF : Factor (Bulking Factor)
- C_v : Concentración volumétrica de detritos

2.2.2 Modelos Matemáticos de Flujo de Escombros

Los primeros modelos matemáticos para la caracterización de los flujos de escombros partieron de la base de la resistencia de los materiales, de acuerdo a la ecuación de Coulomb (Johnson & Rodine, 1984).

Posteriormente se involucraron modelos hidráulicos como los de Bingham y Bagnold, los cuales fueron adaptados al comportamiento de fluidos producto de la mezcla suelo y agua.

Hay esencialmente 2 caminos para la investigación del comportamiento de los flujos de escombros:

- Considerar la masa entera (fluido y sólido) como un “fluido” con propiedades particulares. El modelamiento con este tipo de análisis se aproxima muy bien a los flujos con considerables finos.

- Se considera el agua (en algunos casos con finos) y el material grueso por separado. Se refieren a los modelos granulares, que se basan íntimamente en el conocimiento de las partículas y de su distribución de tamaño.

Modelo de Viscoso de Coulomb

Johnson (1970) propuso que la resistencia dinámica total es una combinación de resistencia de cedencia, friccional y resistencias viscosas llamado este modelo viscoso de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi \quad (27)$$

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi + \mu \frac{\delta\mu}{\delta y} \quad (28)$$

Donde:

- c : Cohesión
- σ_n : Esfuerzo normal
- ϕ : Angulo de fricción interna
- μ : Viscosidad
- $\frac{\delta\mu}{\delta y}$: Tasa de Deformación

Este es uno de los modelos más antiguos sobre flujo de escombros.

Modelo de Bingham y Pseudoplástico

Este modelo es muy bien relacionado con el flujo de lodo debido a la presencia de granulometría fina. El esfuerzo de cedencia τ_y y la viscosidad μ son los dos parámetros

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{\delta\mu}{\delta y} \quad (29)$$

Este modelo ha sido frecuentemente usado en el pasado en flujos de lodo y flujos hiperconcentrados (O'Brien & Julien, 1985); Fei, 1983). Yano & Daido (1965) usaron el modelo de fluido de Bingham para describir el flujo de lodo. Este modelo es probablemente el más popular en China y en Japón (Chen, 1987). Johnson (1970) uso este modelo para describir el flujo de escombros permanentes en un canal circular.

Modelo cuadrático de O'Brien y Julien

Presentado por (O'Brien & Julien, 1985)

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{\delta\mu}{\delta y} + C_1 \left(\frac{\delta\mu}{\delta y} \right)^2 \quad (30)$$

Donde:

- τ_y : Esfuerzo de cedencia
- μ : Viscosidad dinámica.
- C_1 : Parámetro turbulento – dispersivo.

Corresponde al modelo adoptado por el FLO-2D.

Modelo de fluido Dilatante

Basado en experimentos de Bagnold (1954) donde el esfuerzo dispersivo normal se relaciona con el esfuerzo cortante del grano por:

$$\tau_g = a_i * \rho_s * \lambda * f(\lambda) * D^2 \left(\frac{\delta\mu}{\delta y} \right)^2 \sin\phi_d \quad (31)$$

Donde:

- a_i : Constante determinado de experimentos para el régimen de inercia de grano ($a_i = 0.042$)
- ρ_s : Densidad de partículas
- D : Diámetro de partícula
- λ : Concentración lineal de las partículas
- $f(\lambda)$: Función de asa de Deformación λ

2.2.3 Modelos Numéricos que analizan Fluidos No – Newtonianos

(Castillo Navarro, 2019) presenta la tabla 6 en la cual describe los principales modelos numéricos más utilizados en el modelamiento de flujos de escombros.

Tabla 9: Modelos Numéricos que analizan flujo no-newtonianos

Modelo	Descripción	Página Web
NWS-FLDWAV	Modelo unidimensional de flujo no permanente. Puede analizar fluidos del tipo Bingham.	http://www.weather.gov/ohd/hrl/rvrmech/fld_avail.htm
DAN-W	Es un software geotécnico usado para el análisis de tránsito dinámico en deslizamientos y avalanchas.	http://www.claraw.com/DANWRunoutAnalysis.html
DBF-1D	Es un nuevo modelo de flujo de escombros unidimensional que analiza 2 fases. Predice las velocidades del flujo, tirantes, distancia recorrida y presiones de impacto.	http://www.wsl.ch/hazards/dbf-1d/dbf-1d-de.ehtml
FLO-2D	Es un modelo de tránsito dinámico de avenidas en 2 dimensiones, que simula flujo en canales, superficies no confinadas y flujo en calles. Su aplicación es para flujos de avenida, flujos hiperconcentrados y flujos de escombros.	http://www.flo-2d.com/
RAMMS	Es un modelo utilizado en Suiza para el análisis de riesgo de flujos de escombros y soporte en el diseño de medidas de mitigación.	http://ramms.slf.ch/ramms/index.php?o

Fuente: (Castillo Navarro, 2019)

2.2.4 Modelos Hidráulico Flo -2D

El modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D (O'Brien J. , 2006) simula flujo de fluidos no-newtonianos, como aludes torrenciales, en conos de deyección. El modelo permite simular flujo en topografías complejas, tales como áreas urbanizadas y planicies de inundación, así como el intercambio de fluido entre los canales y la planicie de inundación. Puede modelarse flujo de agua, flujo hiperconcentrado de sedimentos, flujo de barro y alud torrencial (flujo de barro).

Como datos de entrada se requiere la topografía digital del terreno, la geometría del canal, valores estimados de la rugosidad del canal y de la planicie de inundación, hidrogramas de entrada (líquidos y sólidos), precipitación y propiedades reológicas de la mezcla agua-sedimento.

2.2.4.1 Ecuaciones Básicas

El modelo FLO-2D, según estudios de (O'Brien & Julien, 1985) utiliza las siguientes ecuaciones:

Ecuación de Continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV_x}{\partial x} + \frac{\partial hV_y}{\partial y} = i \quad (32)$$

Ecuación de Movimiento:

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x \partial V_x}{g \partial x} - \frac{V_y \partial V_y}{g \partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (33)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y \partial V_y}{g \partial y} - \frac{V_x \partial V_x}{g \partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad (34)$$

Donde: h es la profundidad del flujo, V_x y V_y son los elementos de la velocidad media, t es el tiempo, g la aceleración de la gravedad, S_f es la inclinación de fricción; S_o la inclinación del lecho e i es la intensidad de la precipitación.

La condición de bordes aguas arriba es el hidrograma de entrada (INFLOW) y la condición de borde aguas abajo es el flujo de salida (OUTFLOW).

2.2.4.2 Solución Numérica

El método diferencial de las fórmulas de continuidad y de momentum en el modelo FLO-2D es resuelto por medio de un esquema central de diferencias finitas, del mismo modo, el modelo dispone para cálculo de la velocidad la ecuación de onda dinámica o la ecuación de onda difusiva.

En métodos matemáticos para solucionar ecuaciones diferenciales parciales, los cálculos se desarrollan en una malla localizada en plano $x - t$. La malla $x - t$ es una red de puntos definida al coger incrementos de distancia de longitud Δx e incrementos de tiempo de duración Δt .

Los esquemas numéricos transforman las ecuaciones diferenciales parciales en un conjunto de ecuaciones algebraicas de diferencias finitas.

El FLO-2D emplea un esquema explícito, que consta de un esquema simple que solicita valores pequeños de Δx y Δt para la convergencia del procedimiento numérico, para el resultado del método de diferencias finitas.

Para el equilibrio numérico de los cálculos, un requisito necesario más o suficiente para el equilibrio de un esquema explícito es la condición de Courant – Friedrich – Lewy (CFL). El paso de tiempo Δt es limitado por:

$$\Delta t = C \frac{\Delta x}{(v + c)} \quad (35)$$

Donde:

- C : Numero de Courant ($0.30 < C < 1.0$)
- Δx : Ancho de elemento de la malla cuadrada.
- v : Velocidad promedio de la sección transversal calculada.

Para el movimiento de la onda dinámica, otro principio de equilibrio numérica aplicado en el modelo es el de Ponce y Theurer (1982). Este principio está en función de la descarga, la pendiente del lecho y el tamaño del elemento de grilla. El paso de tiempo es limitado por:

$$\Delta t = \frac{\zeta S_o \Delta x^2}{q_0} \quad (36)$$

Donde, S_o es la pendiente del lecho, q_0 es la descarga unitaria y ζ es un coeficiente empírico (Ponce y Theurer, 1982).

Los pasos de tiempo Δt usualmente cambian de 0.1 segundo a 60 segundos. El modelo empieza con un paso de tiempo mínimo y lo incrementa hasta que uno de los principios de equilibrio numérico sea superado, por lo tanto, el paso de tiempo es disminuido. Si los principios de equilibrio siguen siendo superados, entonces el paso de tiempo es disminuido hasta que el paso de tiempo mínimo sea alcanzado. Los pasos de tiempo son una función de la descarga del flujo para un elemento de grilla y de su tamaño.

2.2.4.3 Lógica del Flo -2D

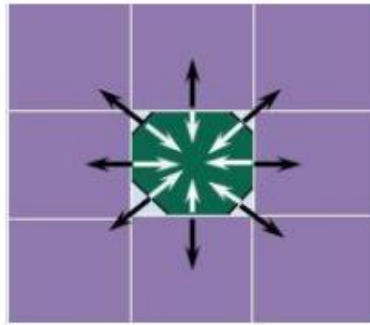
El modelo usa un esquema centrado de diferencias finitas definido para la respuesta de las ecuaciones diferenciales de desplazamiento.

El relieve del área se discretiza en una malla compuesta por celdas o componente cuadrados de tamaño constante para toda la zona en estudio y a cada componente se le designa una ubicación en la malla, un factor de rugosidad de Manning “n”, una elevación de terreno y coeficientes de reducción de flujo que cruza la celda para disimular bloqueo por edificaciones.

El método computacional para flujos en superficies implica el cálculo de la descarga por medio de cada contorno en las 8 posibles orientaciones del flujo y comienza con una evaluación lineal del tirante de flujo en cada contorno del componente de malla. (Figura 18)

La evaluación del tirante del flujo en el contorno es la media de las alturas del flujo en los componentes de las 2 mallas, que direccionará los caudales en una de las ocho orientaciones.

Figura 18 : Dirección del Flujo



Fuente: (Flo-2D , 2018)

Para una celda y un tiempo dado, se mide el caudal neto que ingresa y sale por cada uno de los lados de dicho elemento. El cambio en el volumen resultante se reparte uniformemente en el área disponible del elemento. Los pasos de tiempo varían según el criterio de estabilidad de Courant, lo que resulta en pasos de tiempo relativamente cortos, (típicamente entre 0,1 y 30 segundos). Esto depende de los hidrogramas de entrada y del tamaño de la malla de cálculo.

Los siguientes pasos son la solución del algoritmo:

- El promedio de los valores de rugosidad y geometría del flujo entre dos elementos de grilla son calculados
- La profundidad del flujo “d” para el cálculo de la velocidad a través de la frontera de grilla para el siguiente paso de tiempo (i+1) es estimado de los pasos de tiempo previos i usando una función lineal (el promedio de la profundidad del flujo entre dos elementos).

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i \quad (37)$$

- La velocidad es calculada usando la ecuación de onda difusiva como primera aproximación. La única variable no conocida en la ecuación de onda difusiva es la velocidad.
- Si la ecuación de onda dinámica completa es seleccionada por el usuario, la velocidad de onda difusiva prevista para ese paso de tiempo es usado como un dato inicial en la solución de Newton-Raphson. Se hace nota que para flujos de sedimentos hiperconcentrados, como flujos de lodo y escombros, el cálculo

de la velocidad incluye los términos adicionales de viscosidad y esfuerzo de cedencia.

- La descarga Q a través de la frontera de la planicie de inundación (o entre dos elementos de canal) es calculado multiplicando la velocidad por el área transversal del flujo.
- El incremento de descarga para el paso de tiempo a través de las 8 fronteras es sumado,

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{nw} \quad (38)$$

- Y la variación en volumen es distribuido sobre el área de almacenamiento disponible dentro del elemento de grilla o canal para determinar el incremento en la profundidad del flujo

$$\Delta d_x^{i+1} = \frac{\Delta Q_x^{i+1} \Delta t}{Area} \quad (39)$$

Donde ΔQ_x es el delta de la descarga en las 8 direcciones de la planicie de inundación para el elemento de grilla y para el paso de tiempo Δt entre el tiempo i e $i + 1$.

- El criterio de estabilidad numérica es luego chequeado para la nueva profundidad del flujo del elemento de grilla. Si cualquier criterio de estabilidad es excedido, el tiempo de simulación es reseteado para el tiempo previo y el incremento del paso del tiempo es reducido.
- La simulación prosigue incrementándose el paso de tiempo hasta que el criterio de estabilidad sea excedido.

2.2.5 Medición de los parámetros reológicos

La viscosidad y el esfuerzo de cedencia de mezclas agua-sedimento son parámetros reológicos necesarios para la aplicación de los modelos de cálculo de los flujos con altas concentraciones de sedimentos. Una manera directa de calcular la viscosidad es empleando un “reómetro”

que es similar a un viscosímetro que construye todo el diagrama de esfuerzo vs. Tasa de deformación. Usualmente en estos aparatos sólo se analiza a matriz de fluido (limo y arcillas con tamaños menores a 0,072mm). Es decir, sólo se analiza la matriz más viscosa de la mezcla sin considerar el material grueso. Sin embargo, el uso de esta metodología resulta ser complicado y a la vez muy costosa.

(O'Brien & Julien, 1985) realizaron un análisis de laboratorio de muestras recolectadas de depósitos naturales de flujos de lodo en Colorado Rocky Mountain cerca de las ciudades de Aspen y Glenwood Springs. Las propiedades de las muestras de los flujos de lodo en términos de distribución del tamaño de sedimento y contenido de arcilla son dadas en la tabla 10. Las muestras con alto contenido de arcilla fueron ensayadas para determinar el límite líquido y el índice plástico. La matriz fluida compuesta de sedimentos finos (sólo limos y arcillas) fue preparada para ensayarse en un viscosímetro; de 10 a 15 mediciones de esfuerzos cortantes versus tasa de deformación fue realizado para cada concentración. La concentración volumétrica fue variando añadiendo agua después de cada ensayo. Finalmente, de los resultados obtenidos se concluyó que la viscosidad (η) y el esfuerzo de cedencia (τ_y) se incrementan potencialmente con la concentración de sedimentos (C_v).

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (40)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (41)$$

Donde α_i y β_i son coeficientes empíricos definidos por experimentos de laboratorio y C_v es la concentración volumétrica de sedimentos (Ver Tabla 11).

Tabla 10: Propiedades de las matrices de flujos de lodo

Muestras Tipos	DISTRIBUCION DEL TAMAÑO DE SEDIMENTO				Limite Líquido	Indice Plástico
	Arcilla (%)	D16 (mm)	D50 (mm)	D84 (mm)		
Glenwood original	4.80	0.01	0.034	0.062	-	-
Glenwood sample 1	6.80	0.009	0.023	0.050	-	-
Glenwood sample 2	3.00	0.016	0.035	0.061	-	-
Glenwood sample 3	4.80	0.011	0.025	0.053	-	-
Glenwood sample 4	7.60	0.001	0.018	0.032	-	-
Aspen Pit 1	31.30	0.001	0.011	0.032	0.32	0.11
Aspen natural soil	27.00	0.001	0.012	0.028	0.25	0.06
Aspen Mine Fill	27.80	0.001	0.013	0.030	0.24	0.06
Aspen natural soil source	31.60	0.001	0.016	0.039	-	-
Aspen mine fill source	25.20	0.001	0.018	0.061	-	-

Fuente: (O'Brien & Julien, 1985)

Tabla 11: Esfuerzo de cedencia y viscosidad en función de Cv

Fuente	$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$		$\eta_y = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$	
	α_2	β_2	α_1	β_1
Datos de Campo				
Aspen Pit 1	0.181	25.7	0.036	22.1
Aspen Pit 2	2.72	10.4	0.0538	14.5
Aspen Natural Soil	0.152	18.7	0.00136	28.4
Aspen Mine Fill	0.0473	21.1	0.128	12.0
Aspen Watershed	0.0383	19.6	0.000495	27.1
Aspen Mine fill Source	0.291	14.3	0.000201	33.1
Glenwood 1	0.0345	20.1	0.00283	23.0
Glenwood 2	0.0765	16.9	0.0648	6.2
Glenwood 3	0.000707	29.8	0.00632	19.9
Glenwood 4	0.00172	29.5	0.000602	33.1
Relaciones disponibles en la Literatura				
Iida (1938)*	-		0.0000373	36.6
Dai et al (1980)	2.6	17.48	0.0075	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	0.0405	8.29
Qian et al. (1980)	0.00136	21.2		
	0.05	15.48		
Chien and Ma (1958)	0.0588	19.10 - 32.70		
Fei (1981)	0.166	25.6		
	0.0047	22.2		

Fuente: (O'Brien & Julien, 1985)

2.2.6 Concentración volumétrica de sedimentos

Para un evento de flujo de escombros, se estima una distribución de C_v en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.2 y aumentando gradualmente hasta 0.35 o 0.45 dependiendo del tipo de sedimento de la cuenca. Si la cuenca produce flujo de lodos y escombros entonces se deben utilizar valores cercanos a 0.45. El pico de C_v debe ubicarse unos minutos antes del pico del hidrograma líquido. Una clasificación dada por O'Brien en su manual de FLO-2D se observa en la Tabla 12.

Tabla 12: Comportamiento de flujo de lodo como una función de C_v .

Descripción Tipo Flujo		Concentración de sedimentos		Características del Flujo
		En Volumen	En Peso	
Deslizamiento		0.65 – 0.8	0.83 – 0.91	No hay flujo; falla por deslizamiento de bloques
		0.55 – 0.65	0.76 – 0.83	Derrumbe de bloques con deformación interna durante el deslizamiento, movimiento paulatino del terreno antes de fallar.
FLUJOS HIPERCONCENTRADOS	Flujos de lodo (Mudflow)	0.48 – 0.55	0.72 – 0.76	Flujo evidente, fluencia lenta sostenida del flujo de lodo, deformación plástica bajo su propio peso, cohesionada, no se extenderá sobre una superficie nivelada
		0.45 – 0.48	0.69 – 0.72	Flujo se extiende sobre la superficie; flujo cohesivo; algo de mezcla.
	Avenida de lodo (Mud Flood)	0.40 – 0.45	0.65 – 0.69	El flujo se mezcla fácilmente; muestra las propiedades fluidas en la deformación; distribuido en la superficie horizontal pero mantiene una superficie fluida inclinada; partículas grandes se depositan, aparecen ondas pero se disipan rápidamente.
		0.35 – 0.40	0.59 – 0.65	Aparece la superficie del líquido con dos fases fluidas, asentamiento marcado de gravas y cantos rodados; difusión casi completa en la superficie horizontal, ondas viajan en la superficie
		0.30 – 0.35	0.54 – 0.59	Separación de agua en la superficie, las ondas viajan con facilidad, mayormente arena y grava se ha sedimentado y se mueve como carga de fondo
		0.20 – 0.30	0.41 – 0.54	Se distingue claramente las ondas; superficie del fluido.
	Inundación de agua	< 0.2	< 0.41	Las inundaciones de agua con carga suspendida convencional y carga de fondo

Fuente: (O'Brien J. , 2006)

Hay varias relaciones importantes de concentración de sedimento que ayudan a definir los flujos de lodo y escombros. Estas relaciones describen la concentración de sedimentos por volumen, la concentración de sedimentos por peso, la densidad del sedimento, la densidad de la

mezcla del flujo de lodo y el factor de aumento (BF). La concentración de sedimento por volumen C_v es dado por:

$$C_v = \frac{\text{volumen de sedimento}}{\text{volumen de agua + sedimento}} \quad (42)$$

Y C_v es descrito como concentración de sedimentos por peso por:

$$C_v = \frac{C_w \gamma}{\gamma_s - C_w(\gamma_s - \gamma)} \quad (43)$$

Donde γ = peso específico del agua y γ_s = peso específico del sedimento. El peso específico de la mezcla de flujo de lodo γ_m es una función de la concentración de sedimento por volumen:

$$\gamma_m = \gamma + C_v(\gamma_s - \gamma) \quad (44)$$

Similarmente el peso específico de la mezcla de flujo ρ_m es dado por:

$$\rho_m = \rho + C_v(\rho_s - \rho) \quad (45)$$

$$\rho_m = \frac{\gamma_m}{g} \quad (46)$$

2.2.7 Criterios de Diseño para construcción de soluciones Estructurales

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

“Se define el evento de diseño como flujo detrítico más grande y rápido que puede ocurrir durante la vida útil de la estructura en consideración”. (Hung et al, 1984).

Para la construcción de obras de control de torrentes no existen criterios de diseño aceptados universalmente. Estos diseños se encuentran muy relacionados con las características propias del sitio que se desea proteger y con las características físicas del flujo, es decir, cada diseño se transforma en un diseño particular.

Sin embargo, existen países como: Japón, Canadá, etc., que vienen desarrollando pautas desde hace ya bastante tiempo, sobre el problema de flujos detríticos, las cuales pueden servir para orientar el diseño de este tipo de soluciones y así mejorar su funcionamiento y tamaño.

“Muchos parámetros deben ser considerados cuando se diseñan obras de control de flujos detríticos, incluyendo los asociados con los efectos del flujo sobre el terreno o zona de depositación, como también los propios del terreno” (VanDine, 1996).

“Los parámetros más importantes y necesarios para diseño son los de tipo cinemático: velocidad del flujo detrítico, máxima descarga o hidrograma y volumen del material arrastrado” (Armanini, 1997).

(Hung et al, 1984) sugiere incorporar: el volumen de material de detríticos acarreado, la frecuencia del evento, el caudal máximo, la velocidad media de la corriente, las condiciones que determinan la depositación de la masa líquido-sólida, la función distancia recorrida hasta depositarse, el comportamiento y sobreelevación del flujo en curvas y barreras de contención, y el empuje dinámico y cargas de impacto sobre este tipo de barreras.

El Ministerio de la Construcción de Japón plantea que, en principio, cada torrente a ser controlado debe ser estudiado en forma específica, con sus obras y plan de acción particular, por lo tanto, debe estimarse el volumen de los sedimentos a manejar, el caudal máximo del flujo de detríticos, la velocidad y profundidad de la corriente y tener una buena estimación de la densidad de la masa movilizada.

Consideraciones de diseño asociadas con las características del flujo incluyen (VanDine, 1996):

- a. Frecuencia de los eventos.
- b. Volumen de diseño o magnitud.
- c. Caudal máximo y altura de escurrimiento.
- d. Tamaño de los sedimentos y distribución granulométrica.
- e. Encauzamiento.
- f. Depositación y distancia recorrida por la masa detrítica.
- g. Fuerzas de impacto.
- h. Sobre elevación y trepamiento.
- i. Angulo de depositación.

Dentro de las características relacionadas con el terreno donde se desarrolla el flujo detrítico se encuentra (VanDine, 1996):

- a. Tamaño de la cuenca.
- b. Pendiente.
- c. Geometría.
- d. Morfología.
- e. Existencia y Localización de estructuras artificiales.

2.2.7.1 Frecuencia de los eventos

No depende solamente de la intensidad de las precipitaciones o del caudal de descarga de los cauces, sino también por: condiciones climáticas locales, antecedentes de precipitaciones calidad de nieve (en caso de ocurrencia), características del cauce, existencia de material para ser removido, y una gran variedad de mecanismos de desencadenamiento.

2.2.7.2 Volumen de Diseño

“Se define como el límite superior de sedimentos que pueden ser movilizados en forma razonable por un evento único y que finalmente alcanzan el cono de deyección. Este depende de la disponibilidad de detríticos en el lecho del cauce, además de cualquier material adicional proveniente de las laderas durante el evento. El volumen estimado debe

estar de acuerdo con volúmenes registrados en eventos anteriores en ese cauce particular” (VanDine, 1996).

Como una primera aproximación, la magnitud del evento puede ser correlacionada con el área de la cuenca aportante estimando el grado de la productividad de la cuenca (m^3/Km^2). Este parámetro debe ser constante para cuencas de distinto tamaño, pero de características topográficas, geológicas, climatológicas y condiciones hidrológicas similares.

“Un enfoque diferente es reconocer que la mayor cantidad de los sedimentos arrastrados provienen de la erosión del lecho y de sus laderas inmediatas. De esta manera el volumen del aluvión debe ser proporcional a lo largo del cauce. Esta constante de proporcionalidad se denomina productividad del cauce (m^3/m)” (Hung et al, 1984).

“El Ministerio de la Construcción de Japón plantea que el volumen de sedimentos a considerar en el diseño debe ser determinado sobre la base de los mapas topográficos, levantamientos de terreno y registro de corrientes ocurridas en el pasado. Este volumen debe calcularse como el menor valor entre el volumen de sedimento susceptible de ser transportado por una corriente de detríticos de una magnitud prefijada y el sedimento movilizable de la cuenca. Este último volumen puede estimarse como la suma del material depositado en el cauce y el sedimento que puede caer en él, proveniente de la cuenca.

Cuando el espesor de depósitos en el lecho es grande, se propone acotarlo a 5 metros, en atención a que la experiencia japonesa demuestra que la profundidad de socavación en varios torrentes varía entre 2 y 3 metros” (Ayala, 1996).

2.2.7.3 Caudal Máximo y Altura de Esguerrimiento

Los Flujos detríticos presentan características no estacionarias y pulsantes. El movimiento del frente de onda, que describe un flujo

detrítico, es como un lóbulo frontal seguido por un flujo más uniforme constituido por sedimento más fino en concentraciones gradualmente decrecientes, hasta transformarse en un flujo diluido y turbulento.

Es caudal máximo ocurre inmediatamente después del paso del frente de onda y es de corta duración.

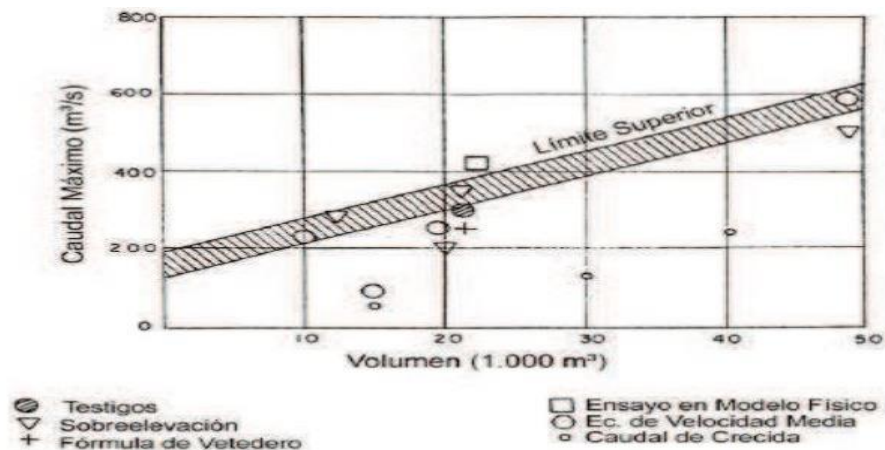
El caudal de un flujo máximo ocurre inmediatamente después del paso del frente de onda y es de corta duración.

El caudal de un flujo detrítico depende de las características locales del cauce y de la velocidad del flujo. La velocidad es determinada por la pendiente y geometría del canal y por la viscosidad y peso específico de la mezcla. Para una geometría dada, el caudal y la velocidad determinan la altura del escurrimiento.

La metodología más utilizada corresponde a la propuesta por Takahashi (1978,1981), la cual une el caudal máximo de flujo detrítico con el caudal máximo líquido de la descarga (Armanini et al, 2000).

El gobierno de Japón propone este método para flujos detríticos donde el material proviene principalmente de la erosión del lecho.

Figura 19 : Relación entre caudal máximo y volumen de sedimentos arrastrados por el flujo



Fuente: (Ayala, 1996), (VanDine, 1996)

Takahashi (1978, 1981) determina el caudal máximo de la corriente de detríticos mediante la siguiente expresión:

$$Q_d = Q_o * P = Q_o \frac{C^*}{C^* - Cd} \quad (47)$$

Donde:

- Q_d : Caudal máximo de flujo detrítico (m³/s).
- Q_o : Caudal máximo líquido (m³/s).
- P : Coeficiente de ampliación (adimensional).
- Cd : Concentración volumétrica de sólidos (%).
- C^* : Concentración máxima de los sólidos (o concentración de empaquetamiento) (%).
- R_t : Precipitación total durante la descarga de flujo de los y piedra (mm)

Generalmente C^* toma valores del orden del 65%. Cd puede ser estimada con la siguiente expresión:

$$Cd = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} * \frac{\tan\alpha}{(\tan\emptyset - \tan\alpha)} \quad (48)$$

Donde:

- Cd : Concentración de equilibrio del flujo, la cual alcanza en condiciones estacionarias.
- ρ : Densidad del agua (kg/m³).
- ρ_s : Densidad de sólidos (kg/m³).
- α : Ángulo de inclinación del lecho (°).
- \emptyset : Ángulo de fricción del material depositado (entre 30° y 40°).

“En cuanto a la velocidad y la altura media de una corriente de detríticos, hay que tener presente que estas son significativamente distintas a la de una corriente de agua, y por lo mismo, formulas como la de Manning

aplicable a flujos turbulentos, no resultan en general apropiadas para flujos de detríticos, salvo que se introduzcan correcciones” (Ayala, 1996).

Según VanDine, se puede relacionar la velocidad del flujo con la pendiente, geometría del cauce, viscosidad dinámica, peso específico y altura de escurrimiento mediante la fórmula de Poiseuille:

$$U = \frac{\gamma \sin \alpha h^2}{l * v} \quad (49)$$

Donde:

- U : Velocidad (m/s)
- $\sin \alpha$: Pendiente del cauce (m/m)
- h : Altura de escurrimiento (m)
- γ : Peso específico (kg/m³).
- l : Ángulo de inclinación del lecho (°).
- v : Ángulo de fricción del material depositado (entre 30° y 40°).

Con el fin de diseñar presas abiertas para la protección de aluviones en algunas quebradas de Venezuela, utilizaron una expresión simplificada de la ecuación general de Manning para estimar la altura uniforme de escurrimiento (h_u) aguas arriba de la presa de diseño.

$$h_u = \left(\frac{Q}{BK_s I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (50)$$

Donde:

- Q : Caudal (m³/s).
- B : Ancho del cauce (m).
- I : Pendiente del cauce (m/m).
- K_s : Coeficiente de Strickler. Peso específico (kg/m³).

K_s , en el caso de flujos hiperconcentrados o flujos detríticos, puede ser estimado mediante la siguiente expresión:

$$K_S = \frac{2h_u}{5\lambda D} \sqrt{g \frac{\rho(C\Delta + 1)}{\rho s a \sin(\emptyset)} h_u^{\frac{1}{6}}} \quad (51)$$

Donde:

- K_S : Coeficiente de Strickler. (m³/s).
- D : Tamaño de las partículas (m).
- \emptyset : Ángulo de fricción (°).
- a : 0,35 (Takahashi) Coeficiente de Strickler.
- λ : Concentración lineal de sedimentos (adimensional).
- Δ : Densidad relativa del material sumergido ($\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$) (adimensional).

En Austria resulta común utilizar la fórmula de Strickler o, en lo posible, el método de Haiden, que utiliza el valor de la sobre elevación en curvas del cauce.

Según Haiden, la velocidad a la cabeza del flujo puede ser estimada como:

$$U = \left(\left(\frac{U_{max}}{2} \right) 1 + \frac{R - B}{R} \right), \quad U_{max} = \left(\frac{\Delta h * g * R}{2} \right) \quad (52)$$

Donde:

- U : Velocidad a la cabeza del flujo.
- R : Radio exterior de la curvatura (m).
- Δh : Sobre elevación en el lado exterior de la curva (m).
- B : Ancho cauce (m).
- g : Aceleración de la gravedad (m/s²).

Además de las fórmulas presentadas, también se puede utilizar la fórmula de Chezy y Henderson (ecuación de vórtice forzado) (Fiebiger, 2003):

$$U = C(R_h * I)^{\frac{1}{2}} \quad (53)$$

Donde:

- U : Velocidad a la cabeza del flujo.
- R_h : Radio hidráulico (m).
- I : Pendiente del cauce (m/m).
- C : Coeficiente de Chezy.

La fórmula de Henderson corresponde a:

$$U = \left(g * R_c \frac{\Delta h}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (54)$$

Donde:

- g : Aceleración de la gravedad (m/s²).
- R_c : Radio central de curvatura (m).
- B : Ancho del cauce (m).
- Δh : La sobre elevación (m).

La experiencia japonesa indica que el uso de la ecuación de Manning requiere incrementar apreciablemente el coeficiente de rugosidad. Se recomienda emplear en cauces naturales $n=0.100$ para el frente, $n=0.060$ para el flujo que sigue detrás del frente y $n=0.030$ si se emplea un canal revestido con hormigón.

La elección de la metodología o expresiones a utilizar para el cálculo de las características hidráulicas del flujo detrítico, estará determinado por las condiciones locales de la cuenca y del conocimiento mecánico que se pueda tener del flujo.

2.2.7.4 Tamaño de los Sedimentos y Distribución de Sedimentos

La estimación del tamaño medio y máximo, tanto de la parte orgánica como inorgánica de un flujo detrítico, y su distribución, resultan datos útiles para el diseño de ciertos tipos de obras de control. En particular

para el diseño de obras permeables, el tamaño de las aberturas se encuentra en directa relación con el tamaño máximo de los sedimentos.

El tamaño y distribución de los sedimentos (inorgánicos) es función del basamento rocoso y geología superficial del área. Las características de los detríticos orgánicos dependen de la vegetación existente a lo largo del cauce. Sus valores y características deben ser determinados por inspección en terreno, tanto en el cauce como en sus alrededores.

2.2.7.5 Encauzamiento

Cuando un flujo detrítico pierde confinamiento y entra al cono de deyección, el camino que sigue el escurrimiento es muy difícil de predecir. El posible camino que toma un flujo detrítico dentro del cono de deyección depende de muchos factores, el más importante corresponde a la morfología del lugar.

Otros factores incluyen la magnitud del flujo detrítico, las características del material arrastrado, el lugar donde el cauce original tiene a obstruirse debido a los depósitos produciendo la avulsión y la existencia de objetos naturales o artificiales que impidan el libre paso del flujo. De forma conservadora, se considera como cauce del flujo detrítico todo el ancho del cono de deyección.

2.2.7.6 Depositación y recorrido de la masa detrítica

La depositación de un flujo detrítico es el resultado de algunas condiciones que pueden actuar en forma independiente o conjunta:

- Disminución en la pendiente del cauce.
- Pérdida de confinamiento del flujo.
- Cualquier impedimento para el flujo, natural o artificial.

2.2.7.7 Fuerza de Impacto

Se debe considerar que las obras de control de torrentes deben resistir esfuerzos producidos tanto: por el empuje dinámico de las fuerzas de

impacto puntuales debido a la interacción del flujo detrítico como la obra a construir.

Para obras de barreras perpendiculares a la dirección del flujo, el esfuerzo de empuje más significativo corresponde a producido por el frente del flujo. Luego de que el frente del flujo es detenido por la barrera, los depósitos generados protegen la barrera de nuevas cargas.

La fuerza producida por el empuje dinámico debe ser calculada utilizando la ecuación de momentum, pero considerando el máximo del frente de onda como el flujo de velocidad uniforme igual a la velocidad media.

La ecuación de momentum se expresa de la siguiente manera:

$$F = \rho_d A u^2 \sin \beta \quad (55)$$

Donde:

- F : Fuerza de empuje debido al impacto de onda contra la barrera (N).
- ρ_d : Densidad de los detríticos (kg/m³).
- u : Velocidad media del flujo (m/s).
- A : Área transversal del flujo (m²).
- B : Ángulo formado por la dirección del flujo y la cara de la barrera (°).

“Es recomendable que la fuerza de impacto calculada sea distribuida en un área igual al ancho total del flujo detrítico esperado y su altura aproximada de 1.5 veces la altura del frente, para tomar en cuenta la sobre elevación el flujo en la barrera debido al punto de estancamiento que se genera” (Hung et al, 1984), (VanDine, 1996).

Se ha estimado que cuando el frente de onda choca con una estructura, el esfuerzo de impacto dinámico puede resultar hasta 2 veces mayor que el cálculo para una fuerza estática, según estudios realizados en Japón (ecuación 56).

Otros estudios indican que la sobrepresión, Δp , provocada por el impacto del frente del flujo detrítico sobre una barrera transversal puede ser determinada utilizando las ecuaciones de balance de masa y momentum:

$$\Delta p = a_p \rho_{df} v_{impact}^2 \quad (56)$$

Donde:

- Δp : Sobrepresión (Pa).
- ρ_{df} : Densidad del flujo detrítico (kg/m³).
- v_{impact} : Velocidad de impacto del frente (la que puede ser mayor que la velocidad del flujo detrítico uniforme) (m/s).
- a_p : Coeficiente para evaluar posibles efectos secundarios, e cual varía entre 2 (para flujos lentos y no muy fluidos, hasta 0.7, para flujos rápidos y más fluidos).

La velocidad de impacto del frente (v_{impact}) puede ser estimada de la siguiente manera:

$$v_{impact} = Max \left\{ v_u = K_s i^{\frac{1}{2}} h^{\frac{2}{3}}, v_{r-p} = 2\sqrt{gh_u} = 2 \sqrt{g \left(\frac{Q}{BK_s i^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}}} \right\} \quad (57)$$

Donde:

- v_{impact} : Velocidad de impacto del frente.
- v_u : Velocidad del flujo en condiciones uniformes.
- v_{r-p} : Velocidad calculada, suponiendo un modelo de rompimientos de presa.

Es necesario destacar que v_{r-p} es obtenida partiendo de una hipótesis simplificada en la cual considera que la pendiente de fondo de cauce y la pendiente de la línea de energía son iguales. Por esta razón, en cauces característicos por una gran rugosidad, la velocidad real del frente es sobreestimada, mientras que, para cauces de alta pendiente, la velocidad es subestimada.

El método propuesto está basado en un modelo unidimensional por lo que representa solo una primera aproximación de problema. Por ello, se sugiere utilizar un factor de seguridad adecuado tanto para el valor de sobrepresión actuando sobre la barrera como su distribución.

“Las fuerzas de impacto puntuales de los resultados del choque de rocas con elementos particulares de la estructura, pueden ser calculadas a partir de la ecuación de Hertz. Cargas puntuales debido al arrastre de grandes rocas en el flujo pueden llegar a tener más importancia que el esfuerzo debido al empuje dinámico en ciertas estructuras. La magnitud de la fuerza puntual de impacto, depende del momentum de las partículas más grandes involucradas en la deformación local por contacto y deformación de la estructura impactada” (Hung et al, 1984), (VanDine, 1996).

Con relación a las partículas de mayor tamaño, el movimiento de éstas, solo queda limitado por la capacidad de arrastre del flujo de diseño, por lo tanto, se sugiere que el tamaño de la roca sea asumido como el de una esfera de diámetro igual a la altura del flujo.

La deformación por contacto, solo es importante en el caso de estructuras rígidas. En este caso, la fuerza puntual de impacto puede ser calculada utilizando la ecuación Hertz. Para elementos flexibles, por ejemplo, vigas, la deformación estructural resulta más importante que la deformación local por contacto.

En este caso, la fuerza de impacto sobre la estructura puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$P = \sqrt{A u^2 K} \quad (58)$$

Donde:

- P : Fuerza de impacto (N).
- u : Velocidad de flujo (m/s).
- A : Área transversal del flujo (m²).
- K : Factor de rigidez del elemento (N*kg/m³).

Otra forma de calcular la fuerza de impacto debido a rocas transportadas por el flujo, es presentada por Julien y O'Brien (1997):

$$P_I = \frac{wu}{Ag\Delta t} \quad (59)$$

Donde:

- P_I : Fuerza de impacto (kg/m²).
- w : Peso del objeto (kg).
- u : Velocidad del flujo (m/s).
- A : Área de impacto lo que se supone como un porcentaje de sección transversal del objeto (m²).
- g : Aceleración de la gravedad (m/s²).
- Δt : Duración de impacto (s).

Con relación a las fuerzas de impacto producidas por el choque de grandes rocas, Armanini postula que en algunos casos la presencia de éstas, puede aumentar la fuerza de impacto dinámico. Sin embargo, como la velocidad de las rocas es generalmente menor a la velocidad de la mezcla, este efecto resulta de menor importancia en comparación de los esfuerzos de presión hidrodinámicos.

2.2.7.8 Sobreelevación y Trepamiento

“La sobreelevación de un flujo detrítico, debido a las curvas existentes en el cauce, debe ser estimada para el diseño de las revanchas y altura de los muros de contención en el lado exterior de las curvas. Por otro lado, las diferencias de altura percibidas en las trazas dejadas por el aluvión en las curvas del cauce, pueden ser utilizadas para estimar la velocidad y características de eventos pasados” (Hung et al, 1984).

La sobreelevación que experimenta un flujo detrítico puede ser utilizada a partir de la ecuación de un vórtice forzado:

$$\Delta h = k \frac{bu^2}{Rg} \quad (60)$$

Donde:

- Δh : Diferencia de alturas entre ambos lados del flujo (m).
- k : Factor de corrección que depende de la viscosidad y la distribución vertical de los sólidos en un flujo y varía entre 1 y 5.
- b : Ancho superficial del flujo (m).
- u : La velocidad media (m/s).
- R : Radio medio de curvatura (m).
- g : Aceleración de la gravedad (m/s²).

Se recomienda utilizar $k=5$ para calcular la sobreelevación para fines de diseño, y $k=2.5$ para estimar velocidades a partir de sobreelevaciones medidas en sitio.

“El trepamiento del flujo detrítico, en barreras ubicadas frontales a la dirección del flujo, puede ser estimado a partir de las mismas ecuaciones utilizadas para estimar la distancia recorrida por la masa detrítica antes de su depositación, utilizando un valor negativo para el ángulo θ , el cual

representa el ángulo de trepamiento. Un valor del ángulo θ igual a 15° es el valor máximo de trepamiento y el que normalmente se utiliza para el diseño. A este valor se le conoce como ángulo crítico de trepamiento. En muchos casos, el trepamiento es significativamente mayor que la altura de velocidad debido al empuje que ejerce el material ubicado aguas arriba del frente” (Hung et al, 1984), (Ayala, 1996).

2.2.7.9 Pendiente de los depósitos

El ángulo o pendiente de los depósitos generados por aluvión, resulta un parámetro importante para el diseño de obras de retención y cálculo de los volúmenes retenidos.

En el instante que el flujo se detiene, la concentración de la masa detrítica debe cambiar desde su valor original C_d (concentración de equilibrio) a C^* (concentración máxima o de empaquetamiento), lo que quiere decir que el exceso de agua contenida entre las partículas sale de los depósitos y escurre por sobre el sedimento. De esta manera, la pendiente de equilibrio de los depósitos viene dada por:

$$\tan \gamma = \frac{C^*(\rho_s - \rho_f)}{C^*(\rho_s - \rho_f) + \rho_f(1 + h_o d^{-1})} \tan \phi \quad (61)$$

Donde:

- γ : Ángulo de equilibrio de los depósitos ($^\circ$).
- C^* : Concentración máxima o de empaquetamiento (adimensional).
- h_o : Altura del flujo superficial (m).
- ρ_s : Densidad del sólido (kg/m^3).
- ρ_f : Densidad del flujo (kg/m^3).
- d : Diámetro de las partículas (m).
- ϕ : Ángulo de fricción del sólido ($^\circ$).

“Esta ecuación ha sido verificada en forma experimental. Se ha determinado en forma experimental que la pendiente superficial de los

depósitos en muchos casos es aproximadamente el promedio entre la pendiente del cauce de aproximación y el cauce de aguas abajo” (Takahashi, 1980).

2.2.7.10 Tamaño del Cono de Deyección

El tamaño del cono de deyección, es un indicador de la magnitud y frecuencia de los eventos ocurridos. Un cono amplio permite más flexibilidad en el tipo de obra a utilizar y su ubicación.

En general, cuando mayor sea el área de depositación, o cono de deyección, las obras pueden ubicarse más alejadas de la salida del cauce, resistiendo menores impactos y logrando retener mayores volúmenes de sedimento. No obstante, la posibilidad de avulsión se incrementa lejos de la salida del flujo del cauce de aproximación, por lo tanto, el nuevo trazado del cauce se hace más difícil de predecir.

2.2.7.11 Pendiente del Cauce o Cuenca

La pendiente de un cauce o cuenca, es función de las características de transporte de sedimentos propias del sector (aluviones, crecidas o transporte frecuente) y de otros procesos geomorfológicos ocurridos. Estos factores condicionan, además, la sinuosidad del cauce. La pendiente por lo general es mayor en las zonas altas del cauce y decrece junto con la elevación.

La pendiente resulta importante para determinar donde resulta más práctico construir obras de protección según el tipo de control que se desee. Mientras más fino es el sedimento, se requieren menores pendientes para conseguir su sedimentación (VanDine, 1996) .

2.2.7.12 Geometría de la Cuenca

Depende de las características de los fenómenos torrenciales pasados y del grado de confinamiento existentes en las zonas de depositación, esta condiciona el encauzamiento del flujo y por lo tanto determina los

lugares adecuados para la construcción de obras de control. (VanDine, 1996).

2.2.7.13 Morfología

Depende de las características de los fenómenos torrenciales pasados y de cualquier otro fenómeno geomorfológico ocurrido. Las características morfológicas incluyen:

- Profundidad de la sección del cauce.
- Existencia de antiguos cauces.
- La rugosidad de la superficie de la cuenca.

Por lo tanto, la morfología puede determinar la facilidad de avulsión del cauce y cuan rápido y lejos puede avanzar un flujo detrítico antes de detenerse. Una superficie rugosa retarda el movimiento tanto de las fracciones gruesas como de las finas de sedimento transportado (VanDine, 1996).

2.2.7.14 Existencia y locación de estructuras existentes

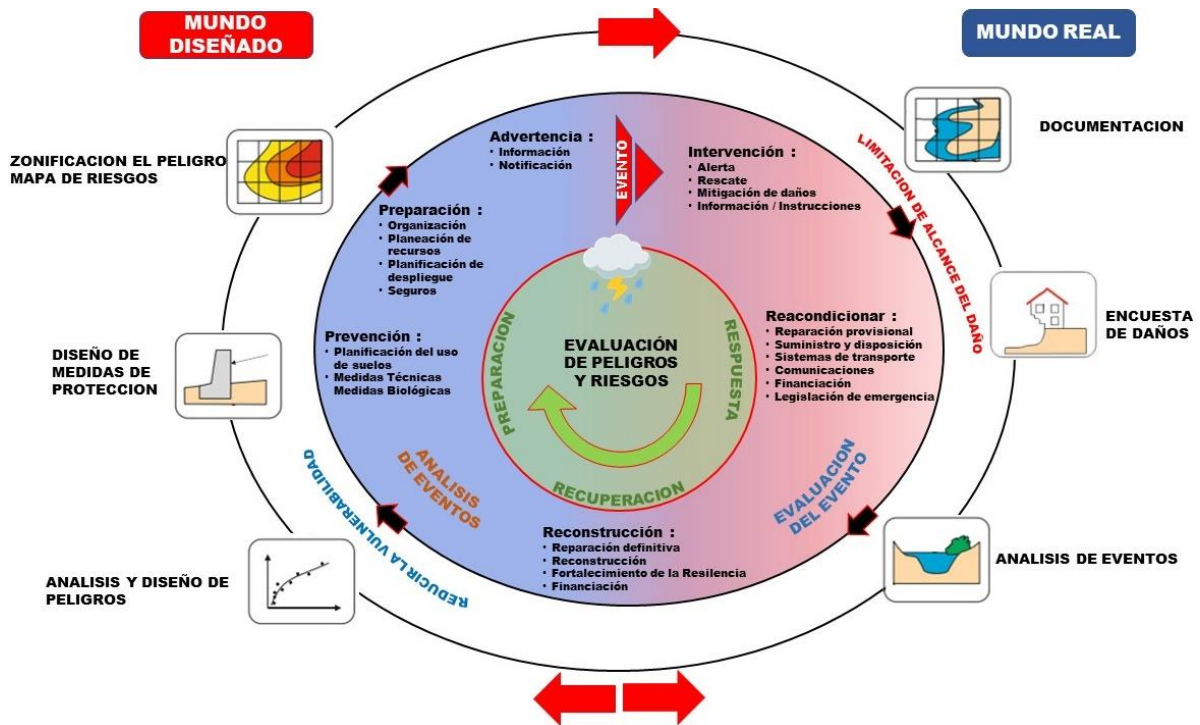
La existencia de estructuras como: caminos, cruces de ríos, puentes o casas; que no puedan ser removidas, impiden la colocación de obras de control de torrentes. Sin embargo, existen casos donde dichas estructuras han sido incorporadas en el diseño de obras de control de torrentes (VanDine, 1996).

2.2.8 Control y Estabilización de Torrentes

Las reflexiones sobre la corrección del concepto de gestión del agua y las estrategias de protección ante desastres naturales en un contexto europeo son hoy particularmente relevantes debido a las directivas aceptadas de la Unión Europea, que presentan el marco europeo común para actividades futuras. en este campo. Desde el punto de vista de las inundaciones, la Directiva sobre inundaciones es particularmente importante, ya que expone la importancia de la gestión integral del riesgo de inundaciones, por lo que no se centra únicamente en las medidas

estructurales según lo establece en el círculo de procesos que se observa en la Figura 20.

Figura 20 : Gestión integral del riesgo de inundaciones



Fuente: Adaptado y Traducido para esta tesis de <http://www.planat.ch>

2.2.8.1 Acciones correctivas en los Torrentes.

Los procesos de deterioro del suelo, debido a la erosión generada por el escurrimiento incontrolado y la continua evolución de la degradación de las cuencas, por existir materiales susceptibles a ser erosionados erosión, debe ser controlado con acciones propias de la ingeniería. (Morassuti, 2016) detalla que las acciones correctivas son según el sitio de aplicación, básicamente las siguientes:

- **Acciones de la Cuenca de recepción :**

Las acciones más comunes en la cuenca de recepción son la forestación, enfaginado, construcción de obras de drenaje, colocación de mallas ancladas, terracedo de laderas, estabilización de deslizamientos, construcción de muros,

construcción de traviesas para el control de cárcavas, etc.

Capturar el flujo detrítico, de tal manera que reduzca el volumen de la descarga de sedimentos.

- **Acciones en el cauce de transporte (garganta):**

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

- **Acciones en el cono de deyección:**

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

En general las acciones indicadas deben ser acometidas de una manera integral en la estabilización de una determinada cuenca torrencial.

Así mismo (Morassuti, 2016) menciona que entre los métodos de ingeniería hidráulica se puede mencionar:

- Preses de retención de sedimentos
- Protección de márgenes
- Canalización de cauces

Por lo que en esta tesis se trataran las presas de retención de sedimentos para la estabilidad del fondo del cauce.

2.2.8.2 Métodos estabilizantes.

Es una idea común en la ingeniería fluvial que el fondo de un río puede estabilizarse mediante la construcción de obras transversales, de orilla a orilla, como presas de retención de sedimentos o como traviesas o umbrales de fondo.

El proceso más utilizado para estabilizar los torrentes consiste en reducir la fuerza erosiva de la corriente, disminuyendo la velocidad del flujo mediante la construcción de presas escalonadas a lo largo del cauce, las cuales inicialmente frenan casi totalmente el flujo torrencial, almacenando los sedimentos transportados, que una vez colmatada

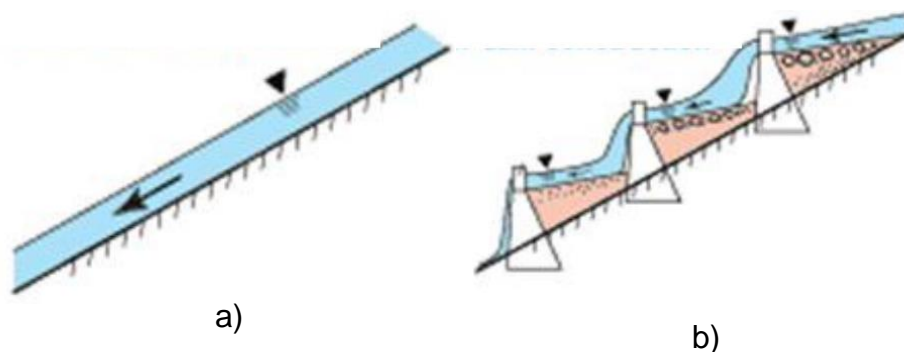
regulan el flujo del agua y sedimentos mediante la reducción de la pendiente, el aumento del ancho del cauce y la disipación de la energía cinética del flujo en las caídas sucesivas al pie de cada presa. (Morassuti, 2016).

Las presas en este caso se denominan de consolidación ya que fijan el fondo del cauce, una vez colmatadas modifican la pendiente original del terreno, creando la denominada pendiente de compensación, ya que con la misma se alcanza un estado de equilibrio entre la erosión y la sedimentación en el cauce.

(Morassuti, 2016) indica que, para estabilizar los cauces de características torrenciales, lo más importante es disminuir el aporte de sedimentos al cauce mediante trabajos de estabilización, los cuales pueden tomar años y se pueden aplicar las siguientes acciones:

- Construcción de presas de retención escalonadas a lo largo del torrente, cuya primera etapa de funcionamiento es la de almacenar los materiales arrastrados, que luego de colmatarse, regulan el flujo de sedimentos debido a la disminución de la pendiente del cauce (Ver Figura 21). Estas presas deben ser construidas preferentemente aguas abajo de ampliaciones del valle torrencial para contar así con una mayor capacidad de almacenamiento de sólidos.

Figura 21 : Influencia de las presas cerradas (Sabo Dam)



a) Antes de la construcción de las presas , b) Después de la construcción las presas

Fuente: (Wisoyo, 2012)

- En algunos casos, en función de la importancia de la infraestructura existente aguas abajo, puede ser necesario excavar y remover con cierta periodicidad parte del volumen de sedimentos acumulados tras la presa, para así disponer nuevamente de la capacidad de almacenamiento de sólidos. En la mayoría de los casos, los materiales acumulados detrás de las presas pueden ser utilizados en construcción como bases granulares para vialidad, pavimentos o como agregados de concreto.
- También es necesaria la construcción de presas abiertas, ya que retienen los sedimentos de mayor tamaño y dejan pasar los de tamaños medios y finos, efectuando una selección granulométrica beneficiosa, ya que los sedimentos de mayor tamaño son los que tienen el mayor potencial destructivo para las infraestructuras existentes aguas abajo. Estas presas se deben construir en el extremo aguas arriba del tramo a intervenir y estabilizar, para luego continuar hacia aguas abajo con presas de retención escalonadas a lo largo del cauce.
- Construcción de traviesas o umbrales de fondo, los cuales son obras transversales que no emergen sensiblemente del fondo del cauce. La principal utilización de las traviesas es para la estabilización de la pendiente longitudinal de los cauces torrenciales para evitar o mitigar la erosión.
- Revestimientos del cauce contribuyen a controlar la profundización de los cauces en los torrentes socavantes, ya que los hace no erosionables. Revestimientos comunes son el enrocado y el concreto. Esta solución puede utilizarse cuando por alguna razón no sea posible permitir la elevación del fondo del cauce. La desventaja fundamental de las obras de revestimiento,

es que están sujetas a la abrasión y al desgaste que producen los sedimentos arrastrados por el flujo. En este sentido es una práctica común construir las obras de canalización en el tramo inferior del torrente (cono de deyección), donde generalmente se encuentran las ciudades y zonas agrícolas, una vez concluidas las presas (garganta) y los trabajos de estabilización de laderas (cuenca), cuando el volumen de los sedimentos transportados por el flujo haya disminuido considerablemente, ya que de lo contrario los costos de mantenimiento de la canalización serían muy elevados, a causa de la abrasión.

2.2.8.3 Presas de Retención de Sedimentos.

Las presas de retención de sedimentos son fundamentalmente estructuras para la corrección y estabilización de torrentes o de cauces naturales en general.

El tipo de presa más común y utilizadas en corrección de torrentes son las presas de gravedad que reciben este nombre debido a que resisten los empujes a los que están sometidas, mediante la acción de su propio peso.

Existen distintos tipos de presas en tamaño y forma, en relación con el objetivo que debe lograrse, o las características geográficas del territorio. Una presa está compuesta por un cuerpo principal que se ancla en las laderas laterales y cuenta con una abertura denominada vertedero, por donde se hace circular el flujo de la corriente de agua para evitar las erosiones y socavaciones en los estribos laterales.

El vertedero por lo general tiene forma trapecial y debe ser dimensionado para permitir el paso del flujo proyectado sin ser superado. Se debe considerar también que el caudal de diseño que pase por el vertedero debería ubicarse hacia el centro del curso del torrente, lejano de los márgenes, las cuales pueden ser fácilmente erosionadas.

Es importante que las alas sean ancladas a la misma cota, con el fin de evitar que, en el caso de inundaciones excepcionales la corriente de

agua encuentre una vía preferencial distinta al vertedero, centrándose en la parte de las alas más baja donde una erosión acentuada puede provocar el debilitamiento del estribo y por lo tanto la destrucción de la presa.

En la base de la estructura por lo general se encuentra un dissipador de energía para evitar la socavación al pie de la presa provocado por el impacto de la lámina vertiente del salto del agua proveniente del vertedero.

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

- Capturar el flujo detrítico, de tal manera que reduzca el volumen de la descarga de sedimentos.
- Aumentar el periodo de tiempo entre el inicio del flujo y su arribo.
- Prevenir el movimiento de depósitos en el lecho.
- Capturar rocas y troncos en la cabeza del flujo.
- Disminuir la concentración de sedimentos en el flujo.
- Reducir el máximo de la descarga.

También dentro de esta clasificación se podrían incluir las estructuras de disipación de energía y sistemas de presas definidos por (Fiebiger, 1997).

2.2.8.4 Tipos de Presas de Retención de Sedimento:

Según (Okubo et al, 1997), algunos ejemplos típicos de obras de almacenamiento son presas tanto del tipo impermeables como permeables (“check dams” y “slit dams”) entre otras estructuras.

El término Presa de Retención, Dique de Retención o Estructura de Retención de Sedimentos, se utiliza para describir tanto las presas abiertas, así como las cerradas. Las presas cerradas son generalmente estructuras con un muro y están diseñadas para retener los sólidos que escurren por el lecho del cauce y con ello modificar el lecho del torrente, para disminuir la pendiente y así lograr la estabilización del lecho del

cauce. La presa abierta cuenta con un área abierta diseñada para la retención de rocas de mediano a gran tamaño (rocas, cantos rodados, troncos, etc.) que son las que tiene el mayor poder de erosión sobre el cauce y de carácter destructivo en las áreas ubicadas aguas abajo. (Morassuti, 2016)

Presas Cerradas:

Las presas de retención cerradas se construyen con el propósito de retener el material transportado por la corriente y con ello modificar el lecho del torrente, para disminuir la pendiente y así lograr la estabilización del lecho del cauce.

Son por lo general presas aisladas y por lo tanto su dimensionamiento en particular el de las fundaciones y su empotramiento en los márgenes del río, deben ser efectuados con mucha precisión.

El volumen que será creado por la construcción de presa y que será ocupado por el material sólido retenido detrás de la presa, será lo suficientemente grande como para garantizar la retención de los sedimentos producto de una o varias crecidas y así como también la validez de la inversión. Sin embargo, han ocurrido eventos, que, con solo una tormenta, puede generar un flujo de lodos y piedras, que produzca un volumen de sedimentos que puede colmatar el volumen detrás de una presa. Estas estructuras generalmente están construidas de concreto armado, de gaviones, de roca cementada o de madera, de acuerdo con las técnicas de ingeniería que se seleccione utilizar.

Es preciso indicar que las presas cerradas, debido a que retiene prácticamente todos los sedimentos transportados, las aguas claras libres de sedimentos que escurren hacia aguas abajo pueden generar degradación en el lecho aguas abajo, originando una erosión regresiva del lecho del cauce. En tal sentido, es importante el diseño de estructuras de control de erosión longitudinal del cauce aguas abajo de estas presas, como por ejemplo traviesas estratégicamente ubicadas, de manera de

controlar la erosión a lo largo de todo el cauce y así lograr la mejor estabilización del cauce.

Las presas impermeables o de tipo similar, como presas contenedoras o consolidadas, también son utilizadas como obras de almacenamiento. Un ejemplo lo constituye una serie de presas diseñadas y construidas en la ciudad de Antofagasta, Chile (Figura 23).

Figura 22 : Obras de almacenamiento construidas en las cercanías de la ciudad de Antofagasta, Chile



Fuente: International Sabonetwork, <http://www.sabo-int.org>

Presas Cerradas con pasos de agua:

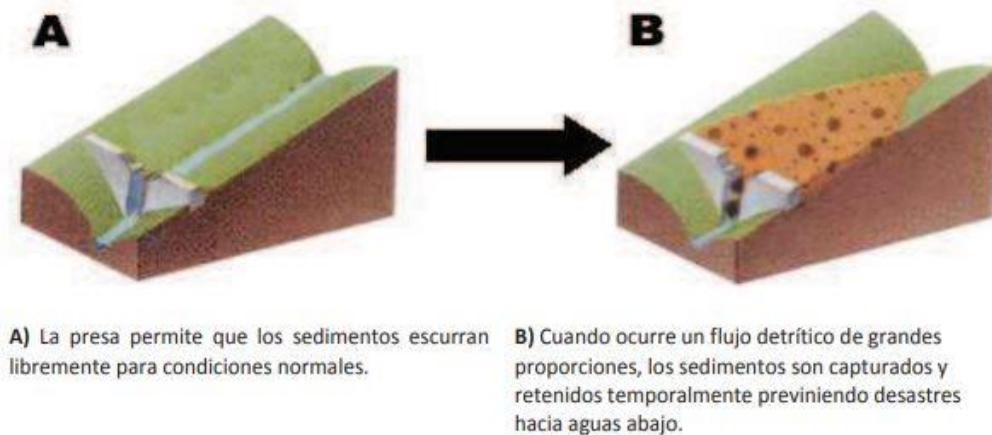
Son presas con el mismo concepto de las presas cerradas a las cuales se les añaden tuberías centrales como mechinales que permiten el paso progresivo del agua y los sedimentos.

Existe la necesidad de mantener la capacidad de sedimentación de estas obras al momento de ocurrir un fenómeno torrencial, no permitiendo la depositación debido a la ocurrencia de pequeñas y medianas crecidas y permitiendo la evacuación de trozos de madera y material vegetal. Este problema se presenta especialmente en presas del tipo impermeables.

Por este motivo, presas de tipo permeable o semipermeable son más recomendables, ya que estas no entorpecen el arrastre ordinario del cauce ni de los organismos vivos que transitan a lo largo de él.

En esquema general de la función que cumplen las obras de retención de tipo permeables, se ilustra en la figura 23.

Figura 23: Función de presas abiertas (slit dam)



Fuente: International Sabonetwork, <http://www.sabo-int.org>

a presa de sedimentos, llevando cierta cantidad de sedimentos hacia aguas abajo, pero en cantidades que no generan riesgos potenciales. Al suceder esto se logra llegar a una condición muy similar a la que se tenía antes del evento del flujo de detritos. (Gómez Cortes, 2012).

En la siguiente figura 24 se ilustra la representación esquemática de cómo una presa SABO contribuye al control del transporte de sedimentos y se define en cuatro etapas.

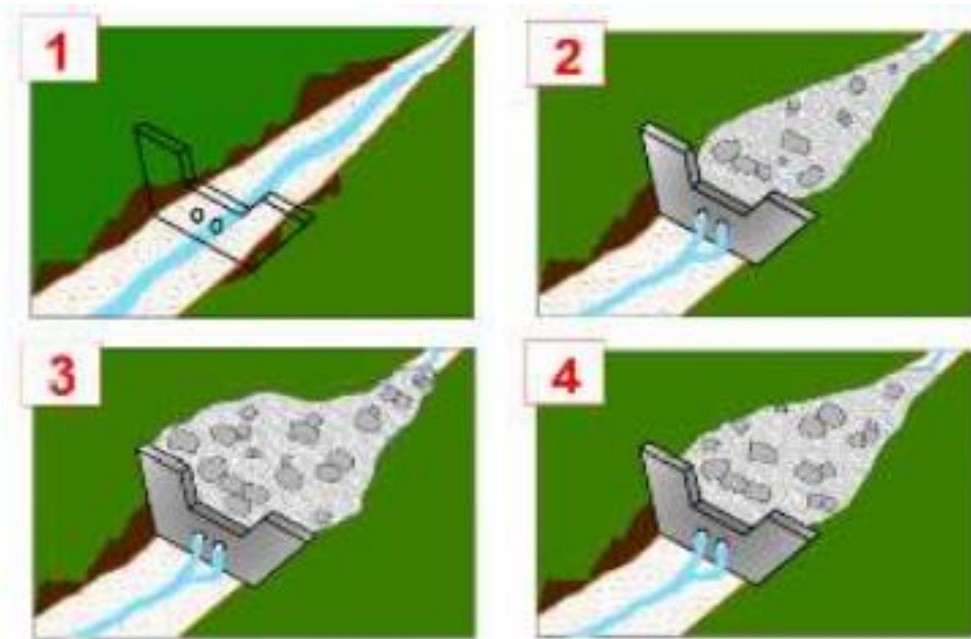
Etapa 1 : Si no hay Presa una gran cantidad de sedimentos fluiría rápidamente hacia aguas abajo.

Etapa 2 : La construcción de la presa contribuye a originar una pendiente suave del cauce, lo que genera una disminución de los deslizamientos de las márgenes orilla del río.

Etapa 3 : En el momento de la ocurrencia de precipitaciones de alta intensidad que originaría el flujo de sedimentos, la presa retendrá temporalmente los sedimentos.

Etapa 4 : En la medida que ocurran precipitaciones de baja o mediana intensidad, el flujo de la corriente arrastrará progresivamente los sedimentos y como resultado se obtendrá la Etapa 2.

Figura 24: Función de presas abiertas (slit dam)



Fuente: (Morassuti, 2016)

Figura 25: Presas de aberturas verticales (Slit-Dam)



Fuente: (Mizuyama, 2003).

La importancia de la abertura de la presa o separación entre elementos que la componen es un tema discutido por varios autores y que tiene

gran importancia en la operación de las presas. En general esta apertura se expresa con relación al tamaño máximo de los sedimentos.

Se entiende que el funcionamiento de presas abiertas depende de los espaciamientos existentes entre sus elementos. (Mizuyama, 2003) (Fiebiger, 1997)

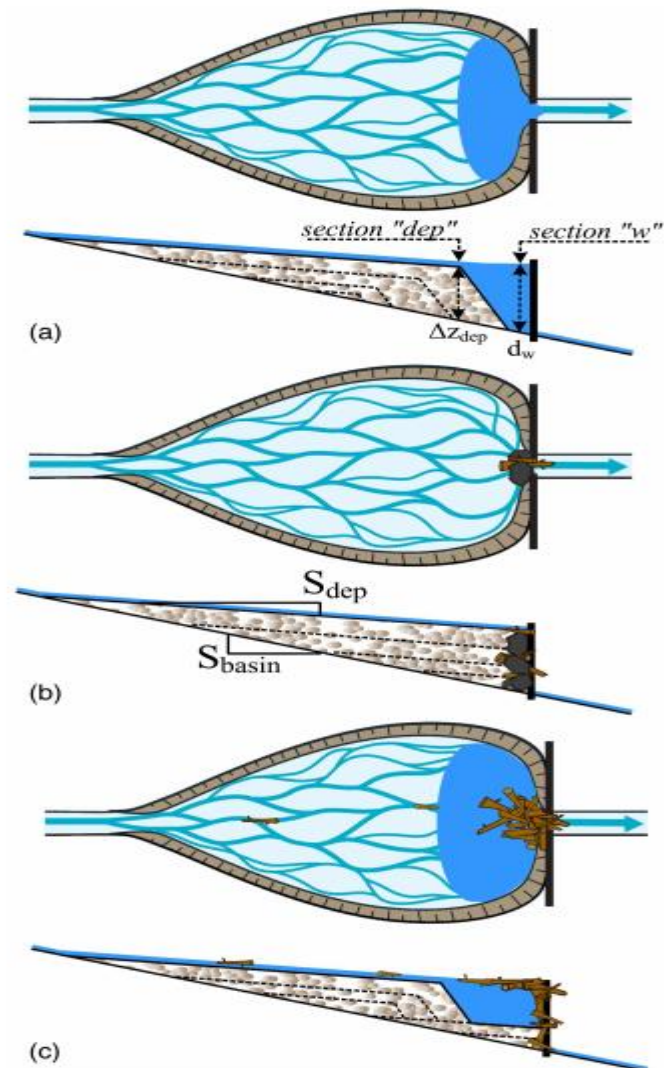
Presas Abiertas:

El principio básico de funcionamiento de este tipo de presas consiste en retener de manera selectiva los sedimentos transportados por la corriente, dejando pasar hacia aguas abajo los materiales más finos junto con el agua y reteniendo los sólidos de mayores dimensiones. (Morassuti, 2016).

A menudo las presas de retención son presas selectivas, es decir, presas construidas en modo que efectúe naturalmente una selección del material retenido de acuerdo a sus dimensiones. Se obtiene así un doble servicio: por una parte, se evita retener el material más fino, tal como la arena y el limo que se necesitan aguas abajo para la regeneración de playas, por otra parte, se extiende el funcionamiento de la obra en el tiempo. Este tipo de presas, llamadas como presas filtrantes o presas abiertas, son en la actualidad muy comunes y hay de diferentes tipos.

(Piton & Recking, 2016) describe en la Figura 26 el esquema de funcionamiento de los depósitos controlados mecánicamente está relacionados con la obstrucción directa de pequeñas aberturas en comparación con los materiales transportados grueso

Figura 26: Planta y esquemas longitudinales de funcionamiento de presa abiertas



Fuente: Traducida de (Piton & Recking, 2016)

a) control hidráulico de los depósitos: las tensiones de corte colapsan en aguas tranquilas, b) depósitos controlados mecánicamente: rocas y madera flotante atascados que conducen a la obstrucción de la presa de control abierta, c) depósitos controlados mixtos: la madera flotante bloqueada mecánicamente genera un área de aguas tranquilas y, por lo tanto, un depósito de sedimentos controlado hidráulicamente y d) Los depósitos controlados mecánicamente están relacionados con la obstrucción directa de pequeñas aberturas en comparación con los materiales transportados gruesos,

Figura 27: Presas de abertura Horizontal (Beam-Dam)



Fuente: (Mizuyama, 2003).

2.2.9 Cálculo de parámetros sedimentológicos

2.2.9.1 Cálculo del Gasto Sólido

(Morassuti, 2016) define el gasto sólido Q_s , como el volumen de sólidos (sedimentos) que pasa por una sección transversal de una corriente de agua en una unidad de tiempo. En general, el gasto sólido es función del caudal líquido del río, de la pendiente y del tamaño granulométrico de las partículas que pueden ser arrastradas.

En los cauces naturales existe una gran variedad en la forma y en el tamaño de los materiales de fondo, así como irregularidades en las secciones transversales, lo que trae como consecuencia que la profundidad no sea constante en las mismas, además, el ancho del cauce también es variable a lo largo del cauce y adicionalmente, el caudal varía con el tiempo, lo que complica aún más cualquier estimación, pues todo ello tiene influencia en la velocidad del flujo, principal parámetro para el arrastre y transporte de sedimentos.

Todo lo anterior permite afirmar que, cuando se trata de fenómenos naturales, no es posible obtener resultados precisos con las metodologías de cálculo existentes, sino estimaciones y muy buenas aproximaciones a la realidad.

Ahora bien, el gasto sólido que se estima en este documento se refiere a aquél que es generado por efectos de flujos de detritos o debrisflow, originados por una creciente en la cuenca de estudio.

De las metodologías analizadas, para la estimación de los volúmenes y caudales máximos de los hidrogramas de los flujos de detritos, resaltan tres metodologías de estimación a saber la utilizada en la referencia (JICA – MARNR, 2000), basada en las ecuaciones desarrolladas por Takahashi (Takahashi T., 1991), la del Institute of Mountain Hazards and Environment - Chinese Academy of Science (I.M.H.E. – C.A.S., 2000) y la aplicada por O'Brien (O'Brien J., 2000) para definir el hidrograma con el modelo de simulación de flujos FLO-2D.

2.2.9.2 Capacidad de Transporte de Sedimentos de la Canalización

De todas las ecuaciones existentes en la literatura (A.S.C.E, 1970), (Aguirre, J., 1980), se ha preferido utilizar la ecuación de Meyer-Peter y Müller que es una ecuación empírica desarrollada en Suiza a partir de ensayos de laboratorio y permite obtener estimaciones apropiadas para el dimensionamiento de estructuras en los cauces naturales.

Para efectos de análisis de la capacidad de transporte de sedimentos de un determinado cauce natural, así como el dimensionamiento de canalizaciones de cauces torrenciales, el Método de Meyer – Peter & Müller (Meyer-Peter, E. & Müller, R., 1948), permite estimar esta capacidad de transporte y diseñar secciones de la canalización con capacidad de transporte de sedimentos, bajo la premisa de diseñar secciones con mayor capacidad de transporte que lo que se pueda estimar como gasto de flujos de detritos.

La expresión general de Meyer - Peter y Müller es la siguiente:

$$\left[\frac{Q_b}{Q}\right] * \left[\frac{K_r}{K_r'}\right]^{\frac{2}{3}} \gamma * R_H * S_0 = 0.047(\gamma_s - \gamma)d_m + 0.25 \left[\frac{\gamma}{g}\right]^{\frac{1}{3}} \left[\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right]^{\frac{2}{3}} G_b^{\frac{2}{3}} \quad (62)$$

Donde:

$$K_r = \frac{1}{\eta} \quad (63)$$

$$K'_r = \frac{1}{\eta_f} \quad (64)$$

$$\eta_f = \frac{d_{90}^6}{26} \quad (65)$$

- Q_b : Porción del gasto líquido imputable al fondo del canal Altura del flujo superficial (m).
- Q : Gasto Total
- K_r : Función de la rugosidad del cauce.
- K'_r : Función de la rugosidad del fondo.
- η : Rugosidad del cauce.
- η_f : Rugosidad del fondo del cauce
- d_{90} : Diámetro medio del material de fondo para el cual el 90% es más fino
- d_m : Diámetro medio del material de fondo
- γ : Peso específico del agua (1.000 Kg/m³)
- γ_s : Peso específico del material de fondo
- R_H : Radio hidráulico del cauce
- S_0 : Pendiente longitudinal del fondo
- g : Aceleración de la gravedad
- G_b : Transporte de material de fondo en (Kg/s/m)

2.2.9.3 Pendiente de Compensación

Al construirse en un cauce una estructura de retención o de control de la pendiente longitudinal, como podría ser una traviesa, una vez producida la colmatación aguas arriba de la estructura, la pendiente longitudinal del cauce se irá ajustando y estabilizando en función de la granulometría del sedimento y a las nuevas condiciones impuestas por la obra.

La nueva pendiente aguas arriba de la estructura colmatada, siempre es menor que la del cauce natural en el mismo tramo. La pendiente se

modifica tendiendo hacia el equilibrio entre los volúmenes de sólidos extraídos del fondo y los depositados en el mismo, creando lo que se denomina la pendiente de compensación.

Según lo indicado por (Suarez, 1993), resulta prácticamente imposible efectuar un cálculo preciso de la pendiente de compensación, a causa de la gran cantidad de variables involucradas en todos los problemas relativos a los cauces naturales; el inconveniente que presentan estas fórmulas para su aplicación práctica es que requieren de gran cantidad de datos que, en la mayoría de las veces, no suelen estar disponibles. Es por ello que no se realiza el cálculo de la pendiente, sino de la estimación de la misma, lo cual implica aceptar cierto error, muchas veces de magnitudes importantes.

Seguidamente se exponen cuatro métodos de estimación de la pendiente de compensación basadas en mediciones de campo:

Formula de Romiti.

En la referencia (Suarez, 1993) y (Benini G., 1987), la pendiente de compensación S_c , viene expresada por:

$$S_c = \frac{1}{3 + \frac{1 - 1.5S}{S_0 + S_0^3} \left(\frac{d_{max}}{d_c}\right)^2 \left(\frac{b}{b_c}\right)^2} \quad (66)$$

Donde:

- S_0 : Pendiente original del cauce en el tramo de la presa.
- d_{max} : Tamaño máximo de las partículas del cauce (m)
- d_c : Tamaño más común (d_{50}) de las partículas del cauce (m).
- b : Ancho original del cauce creciente (m).
- b_c : Ancho del cauce en creciente después de la colmatación de la presa. Se toma igual a la longitud de la cresta de la presa (m).

La determinación de d_{max} y d_c , son valores que afectan de manera importante el resultado, están sujetos a criterios del calculista.

Experiencia Japonesa.

La experiencia japonesa en labores de corrección de torrentes de cauces torrenciales (Suarez, 1993) , 1993) (Ikeya H., 1976), permite estimar la pendiente de compensación de la siguiente manera:

$$\frac{1}{2} \alpha \leq \alpha_c \leq \frac{2}{3} \alpha \quad (67)$$

Donde:

α : Angulo correspondiente a la pendiente original del cauce medido en grados ($^{\circ}$).

α_c : Angulo correspondiente a la pendiente original de compensación medido en grados ($^{\circ}$)

En la práctica se puede determinar el valor de la pendiente de compensación utilizando la siguiente expresión:

$$0.50 S_0 \leq S_c \leq 0.67 S_0 \quad (68)$$

Experiencia Italiana.

En los Estados Unidos (Suarez, 1993) , (U.S. Department of Agriculture, 1972), en base a observaciones de campo, se recomienda utilizar: Según la experiencia italiana la expresión para pendiente de compensación se expresa:

$$S_c = 0.70 S_0 \quad (69)$$

Experiencia Norteamericana.

Según la experiencia italiana (Suarez, 1993) la expresión para pendiente de compensación se expresa:

$$S_c = 0.65 S_0 \quad (70)$$

2.2.9.4 Estimación de la Pendiente de Estabilización del Cauce

Estimación de la pendiente de equilibrio por el Método de Esfuerzo

Cortante Crítica:

Un cauce es estable cuando no se producen movimientos en los

elementos que lo conforman. La condición de inicio del movimiento del lecho del cauce, está definida por la tensión tangente que ejerce el flujo sobre el lecho del cauce (Shields, A., 1936), el cual viene dado por:

$$\tau_0 = \gamma * R_H * S_0 \quad (71)$$

Donde:

- γ : Peso específico del flujo (ton/m³)
- R_H : Radio hidráulico (En un cauce amplio el radio hidráulico es igual a la profundidad normal del flujo γ_n)
- S_0 : Pendiente longitudinal del fondo del canal (m/m)

Para alcanzar la condición crítica de inicio del movimiento, se calcula el esfuerzo cortante crítico, para ello se define el parámetro adimensional de Shields, el cual viene dado por una constante igual a 0,056 (Shields, A., 1936).

El esfuerzo cortante crítico viene dado por la siguiente expresión:

$$\tau_c = C^* * (\gamma_s - \gamma) * D_{50} \quad (72)$$

Donde:

- γ_s : Peso específico del flujo (ton/m³)
- D_{50} : Diámetro medio del material del fondo del cauce (m)
- C^* : Parámetro de Shields igual a 0,056.

El fondo del cauce resulta estable cuando la tensión tangente aplicada por el flujo sobre el fondo es menor o igual a la tensión tangente crítica que soporta el fondo del cauce. Como se podrá observar en esta metodología el diámetro medio de la partícula tiene una influencia importante.

El cálculo de la pendiente crítica se realiza con la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{\tau_c}{\gamma * R_H} \quad (73)$$

Donde:

- S_c : Pendiente crítica longitudinal del fondo del canal (m/m)
- τ_c : Esfuerzo cortante crítico (ton/m²)
- R_H : Radio hidráulico (En un cauce amplio el radio hidráulico es igual a la profundidad normal del flujo γ_n).

2.2.10 Ubicación Relativa de las Presas

En caso de requerirse un sistema escalonado de presas, la pendiente de compensación juega un papel importante en la ubicación relativa de las presas.

Con la finalidad de optimizar los costos, bajo la premisa de poder retener y almacenar la mayor cantidad de sedimentos en el tramo entre dos presas, resulta conveniente que la cota de fundación de cada una de las estructuras este por debajo de la intersección de la pendiente de compensación y la pendiente original del cauce.

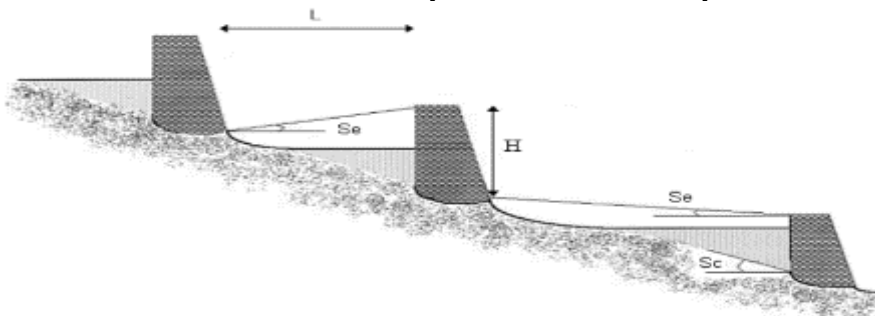
Teóricamente, basándose en consideraciones exclusivamente geométricas, la separación L entre dos presas sucesivas debería ser la que se indica a continuación. (Suarez, 1993).

$$L = \frac{H}{S_0 * S_c} \quad (74)$$

Donde:

- H : Altura medida entre la rasante original del lecho hasta la rasante del vertedero de la estructura ubicada aguas abajo
- S_0 : Pendiente original del fondo del cauce (m/m)
- S_c : Pendiente de compensación (m/m)

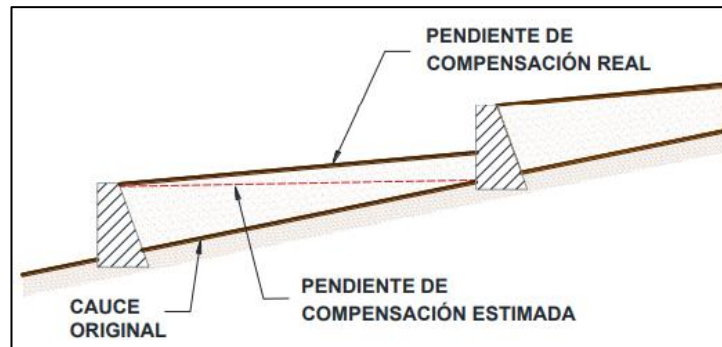
Figura 28: Distancia estimada entre presas sucesivas considerando la pendiente de compensación.



Fuente: (Suarez, 1993).

Si la pendiente de compensación es estimada por defecto, la sedimentación invadirá parte de la presa de aguas arriba lo que se traducirá en una solución poco económica ya que las presas estarán más próximas entre si de lo necesario, construyéndose por lo tanto más presas de las realmente requeridas. (Suarez, 1993)

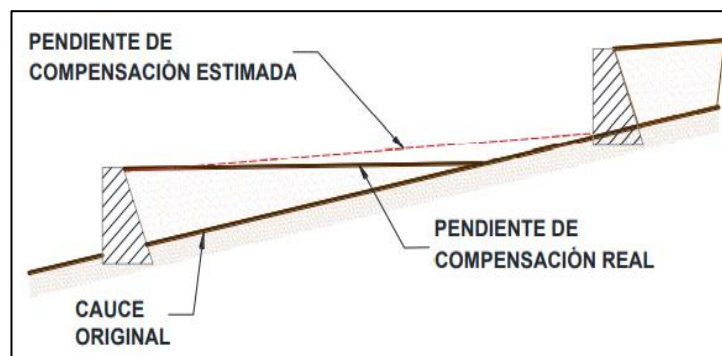
Figura 29: Consecuencia de los errores en la sub - estimación de pendientes de compensación



Fuente: (Suarez, 1993).

Si la pendiente de compensación se estima por exceso, la cuña de sedimentación no alcanzara la presa situada aguas arriba y podría producirse socavación al pie de la misma. Esta situación se podría corregir construyendo un dissipador de energía, una presa intermedia o sobre elevando las de aguas abajo. (Suarez, 1993)

Figura 30: Consecuencia de los errores en la sobre - estimación de pendientes de compensación



Fuente: (Suarez, 1993).

2.2.11 Cálculo de Parámetros Hidráulicos

2.2.11.1 Características Hidráulicas de las Estructuras de Retención

En el diseño hidráulico de las presas de retención de sedimentos se analizan los elementos de la misma como lo son el vertedero, el dissipador de energía y la erosión aguas abajo.

(Morassuti, 2016) recomienda, en la medida de lo posible, diseñar un vertedero lo más largo posible, de manera de disminuir la altura de la lámina vertiente, con lo que se logra una profundidad menor que incide en los esfuerzos sobre la estructura y además un menor caudal por unidad de ancho, con lo que a su vez se logran menores velocidades de caída y así minimizar la socavación al pie de la presa.

Para el diseño del vertedero se supone la presa colmatada y la altura de agua sobre el vertedero corresponde a la altura de agua que se genera el gasto de diseño obtenido del estudio hidrológico.

En vista de que generalmente este tipo de estructuras se implantan en cauce con características torrenciales, a pesar de la abundante presencia de rocas y gravas gruesas, existen abundantes materiales finos en los sitios donde se pueden implantar las presas, por lo que se considera más seguro la implementación de un dissipador de energía con enrocado concebido hasta la distancia de caída de la lámina vertiente, de manera que el enrocado limite la posible socavación regresiva que se pueda generar y acorace la fundación de las presas.

El dissipador de energía se debe concebir considerando un contradique aguas abajo cuya función es formar un estanque amortiguador entre él y la presa, donde se disipará la energía de la lámina vertiente por turbulencia, mediante la formación de un resalto hidráulico.

El vertedero o aliviadero está ubicado generalmente sobre la presa y cumple la función de dar salida a los caudales de las crecientes en forma segura para la estabilidad de la obra.

El caudal de diseño del vertedero corresponde al pico de la creciente calculada mediante la elaboración de un estudio hidrológico para un cierto período de retorno, el cual es función de las características de la obra y de la importancia de la infraestructura existente aguas abajo.

Los diseños más utilizados consisten en vertederos trapeziales o rectangulares, situados sobre la presa y centrados sobre el cauce, con caída libre hacia aguas abajo.

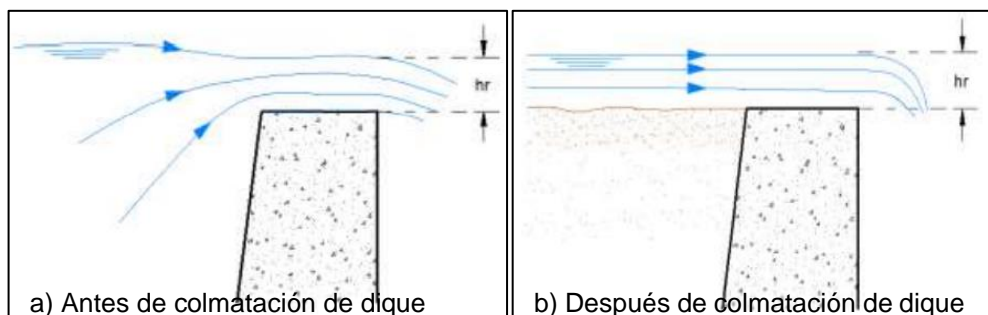
2.2.11.2 Capacidad de Vertedero

El vertedero se calcula para un cierto caudal de diseño, resultado de un estudio hidrológico que lleva implícito errores y apreciaciones subjetivas, que hacen que el resultado sea una buena aproximación a la realidad. En consecuencia, es preferible utilizar ecuaciones sencillas y aproximadas que faciliten el cálculo de la capacidad de estas obras. (Suarez, 1993)

Existen, desde el punto de vista hidráulico, dos condiciones de funcionamiento diferentes en la vida útil de las presas de retención de sedimentos: antes y después de la colmatación del embalse.

Según (Suarez, 1993), aunque los resultados pueden obtenerse para una u otra etapa, no presentan diferencias significativas que afecten los resultados finales, por lo cual es habitual calcular la capacidad del vertedero para la etapa correspondiente al embalse sin sedimentar, ya que, a causa del efecto de la curvatura de las líneas de corriente al aproximarse al vertedero, el flujo es menos eficiente que en el caso del embalse colmatado. (Ver Figura 32)

Figura 31: Funcionamiento de un vertedero



Fuente: (Suarez, 1993).

La situación más común es que la cresta del aliviadero tenga un ancho relativamente grande, lo que produce un comportamiento hidráulico como vertedero de pared gruesa. (Suarez, 1993)

Según la bibliografía consultada (Suarez, 1993), (Trueba, S., 1986), es una práctica común calcular la capacidad del vertedero mediante la ecuación de Cipoletti, el cual determinó las inclinaciones de las paredes de los vertederos para compensar la reducción de la longitud por efecto de las contracciones laterales del flujo, de manera de obtener un vertedero de forma trapezoidal con la misma capacidad de descarga que uno rectangular de la misma longitud, sin contracciones, obteniendo como resultado que los taludes laterales tengan una inclinación de 14° con la vertical, lo que representaría un valor de $Z = 0,25$ en la inclinación del talud en la Figura 33. Con estas premisas y despreciando la velocidad de aproximación del flujo, la ecuación propuesta es la que sigue:

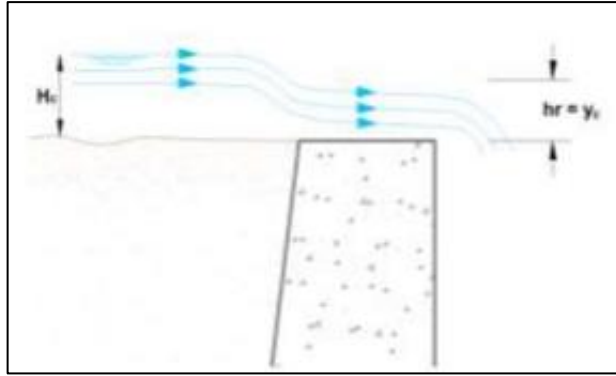
$$Q = 1.859 * L_v * hr^{\frac{3}{2}} \quad (75)$$

Donde:

- Q : Caudal de diseño (m³/s)
- hr : Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)
- L_v : Ancho del vertedero (m)

Por otra parte, según (CEDEX, 2003), (King H. W., Wisler C. O., Woodburn J. G., 1980), (López Cadenas De Llano, Filiberto, 1965) y (Sotelo, G., 2001), en estructuras de control de torrentes, con vertedero de cresta ancha y si se supone la presa colmatada, la altura de la lámina del flujo en el vertedero de la presa corresponde al régimen crítico, en tal sentido, desde el punto de vista hidrodinámico, se genera una energía crítica inmediatamente aguas arriba de la presa para el paso del flujo a través del vertedero y una profundidad crítica en la cresta del vertedero, tal y como se indica en la Figura

Figura 32: Funcionamiento de un vertedero después de la colmatación del dique considerando la Energía Crítica aguas arriba del dique y profundidad crítica en la cresta del vertedero



Fuente: (Morassuti, 2016)

En función de lo anterior, para un vertedero de forma rectangular, la altura **hr** de la lámina de agua por encima del nivel de la cresta viene expresada por la siguiente expresión:

$$h_r = y_c = \left(\frac{Q^2}{g * Lv^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (76)$$

Donde:

- Q : Caudal de diseño (m³/s)
- y_c : Profundidad crítica sobre el tope del vertedero (m)
- L_v : Ancho del vertedero (m)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)

Por su parte, la altura del vertedero h_v que se debe considerar aguas arriba para la definición de la altura de las alas y el resguardo de la presa, es la correspondiente a la energía crítica H_c y sería como se indica:

$$h_v = H_c = \frac{2}{3} * y_c \quad (77)$$

Donde:

- y_c : Profundidad crítica sobre el tope del vertedero (m)
- h_v : Altura de las alas laterales (m)

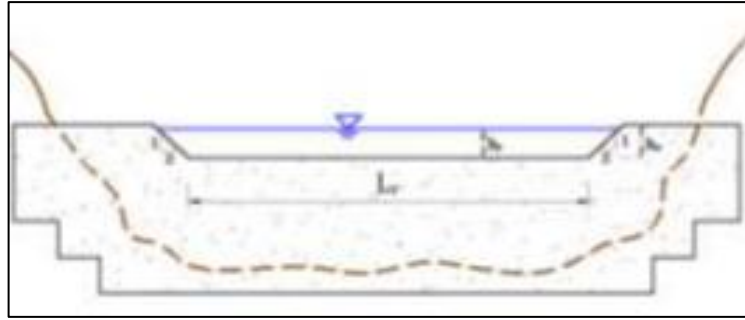
Desde el punto de vista hidrodinámico, se recomienda que el ancho del vertedero sea el mayor posible, bajo la premisa de considerar las recomendaciones indicadas en el párrafo anterior.

Mientras más ancho sea el vertedero, se logra disminuir la velocidad y el caudal por unidad de ancho, de manera que, al disminuir la velocidad se disminuye la longitud de la trayectoria de la lámina vertiente y por ende se disminuiría la longitud del dissipador aguas abajo, mientras que al disminuir el caudal por unidad de ancho se propiciaría una menor fuerza de impacto de la lámina en el pozo dissipador, requiriendo así un dissipador menos robusto, lo que se podría traducir en que si este dissipador fuera con enrocado, la roca a utilizar tendría menor diámetro medio

En tal sentido, para dimensionar el vertedero se fija el valor de L_v y se calcula el valor de h_r mediante la ecuación (76) para el caudal de diseño, para luego calcular la altura del vertedero h_v mediante la ecuación (77).

Con la finalidad de tener un margen de seguridad y garantizar la descarga del caudal de diseño en el caso de que el escurrimiento contenga materiales flotantes que puedan obstruir parcialmente el vertedero y generar una sobre elevación de la carga hidráulica sobre el vertedero, se recomienda adicionar un borde libre a la altura del vertedero h_v , el cual podría ser entre un 10 % y un 20 % de esta altura. El diseño típico de un vertedero en una estructura de retención de sedimentos debe ser de sección geométrica sencilla a fin de facilitar la construcción. Es preciso indicar que la ecuación (76) se refiere a un vertedero de forma rectangular, sin embargo, es muy común diseñar un vertedero de forma trapecial como el que se muestra en la Figura 34, sin embargo, el cálculo puede realizarse como vertedero rectangular, de manera que el área adicional que propicia la inclinación de los taludes de las alas laterales, propiciará una capacidad mayor que estará del lado de la seguridad del diseño de la estructura.

Figura 33: Sección típica de un vertedero en una estructura de retención de sedimentos.



Fuente: (Morassuti, 2016)

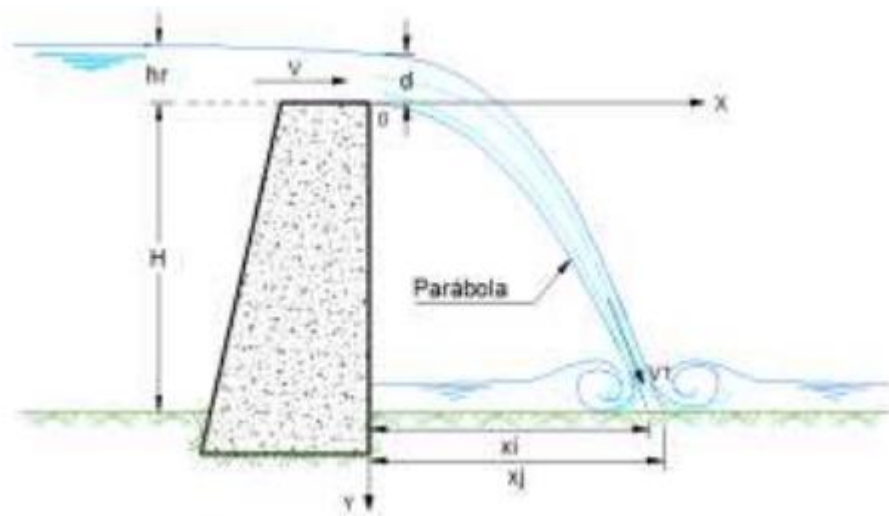
En otro orden de ideas, las presas abiertas tienen mayor capacidad de descarga antes de la colmatación ya que el agua puede fluir a través de las aberturas de la obra. Sin embargo, al obstruirse todas las aberturas; la etapa de funcionamiento final es igual a la de una presa convencional, por lo cual la capacidad del vertedero debe calcularse de igual manera que en el caso de una presa tradicional, sin considerar las aberturas de desagüe entre los dientes de la presa (Suarez, 1993).

2.2.11.3 Disipación de energía

La lámina de agua que vierte sobre la presa tiene una energía que es función de la altura de la caída y del caudal. Esa energía debe ser disipada adecuadamente a fin de evitar la erosión del cauce aguas debajo de la presa, lo que podría traer como consecuencia la socavación de la misma y su falla (Suarez, 1993).

El conocimiento de la trayectoria de la lámina vertiente sirve para determinar su energía y su zona de impacto en la fundación. Dicha trayectoria en caída libre corresponde a una parábola (Figura 35) (Suarez, 1993).

Figura 34: Trayectoria de la lámina vertiente.



Fuente: (Morassuti, 2016)

Para el cálculo de la Velocidad V en el borde de la caída sobre el vertedero, es necesario conocer el caudal unitario q , el cual viene dado por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q}{L_v} \quad (78)$$

Donde:

Q : Caudal de diseño (m^3/s)

L_v : Ancho del vertedero (m)

Luego la Velocidad V , viene definida por la expresión:

$$V = \frac{q}{h_r} \quad (79)$$

Donde:

q : Caudal unitario ($m^3/s/m$)

h_r : Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)

Las distancias x_i y x_j que definen el área de impacto de la lámina, vienen expresadas como :

$$X_i = V * \sqrt{\frac{2H}{g}} \quad (80)$$

$$X_j = V * \sqrt{\frac{2(H + hr)}{g}} \quad (81)$$

Donde:

- V : Velocidad horizontal del flujo en el borde la de la caída (m/s)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)
- h_r : Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)
- H : Altura total del dique, medido desde la rasante del cauce (m)

Por su parte, la velocidad del flujo cuando impacta sobre el lecho del cauce se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V_1 = \sqrt{2 * g * (H + hr)} \quad (82)$$

Donde:

- g : Aceleración de gravedad (m/s²)
- h_r : Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)
- H : Altura total del dique, medido desde la rasante del cauce (m)

2.2.11.4 Socavación

Cálculo de la Socavación General :

Según Líschtvan-Levediev (Maza, 1967) las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para Suelos Granulares :

$$y_s = \left[\frac{\alpha * y_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} * \beta * \psi} \right]^{\frac{1}{1+Z}} \quad (83)$$

Para Suelos Cohesivos :

$$y_s = \left[\frac{\alpha * y_0^{5/3}}{0.60 \gamma^{1.18} * \beta * \psi} \right]^{\frac{1}{1+X}} \quad (84)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} B_e * \mu} \quad (85)$$

- y_s : Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado
- H_0 : Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).
- y_s, y_0 : Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo.
- y_m : Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre B_e
- B_e : Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida.
- Q_d : Gasto del diseño (m^3/s)
- D_m : Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.
- γ_s : Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.
- X y Z : Exponentes en función de D_m o γ_s según el tipo de material del fondo (Tabla 14).
- ψ : Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión (Tabla 16)
- β : Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño (Tabla 16)
- μ : Coeficiente que depende de la contracción del cauce (Tabla 13)

Tabla 13: Valores del coeficiente de contracción del cauce μ

Velocidad Media (m/s)	Longitud libre entre los estribos, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente de Contracción, μ												
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
≥ 4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: (Maza, 1967)

Tabla 14: Valores del X y Z

Peso específico o Tn/m ³	SUELOS COHESIVOS					SUELOS NO COHESIVOS					
	X	1/(X +1)	Peso específico o Tn/m ³	X	1/(X +1)	D (mm)	Z	1/(Z +1)	D (mm)	Z	1/(Z +1)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.68	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1,000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Fuente: (Maza, 1967)

Tabla 15: Valores de β

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: (Maza, 1967)

Tabla 16: Valores de ψ

Mezcla agua - sedimento	Coeficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

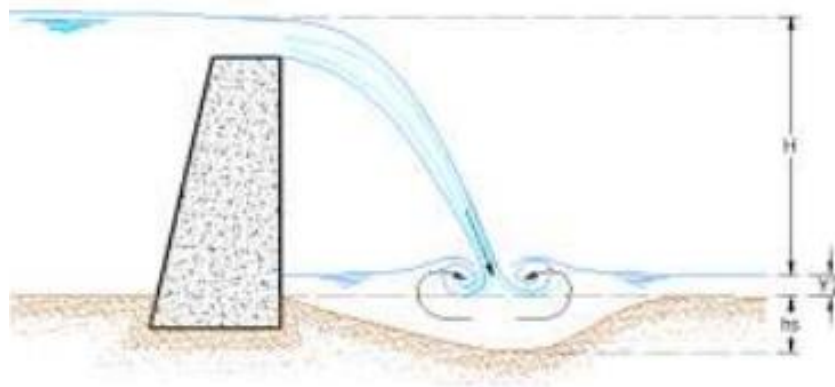
Fuente: (Maza, 1967)

Cálculo de la Socavación Pie de Presa:

Al caer al pie de la presa la lámina vertiente tiene una velocidad muy superior a la que corresponde al régimen uniforme en el cauce, por lo que hasta que se alcance dicho régimen una cierta distancia aguas abajo, existirá un flujo altamente turbulento, cuyas velocidades y remolinos producirán, en la mayoría de los casos, el arrastre del material de fondo y en consecuencia la socavación del lecho (Suarez, 1993).

El comportamiento del flujo se caracteriza por la formación de dos remolinos de ejes aproximadamente horizontales y de sentidos inversos de rotación (Figura 35). Al aumentar la profundidad de la socavación disminuyen las velocidades locales de los remolinos, hasta que se alcanza una velocidad límite incapaz de arrastrar las partículas del cauce, por lo que la socavación cesa (Suarez, 1993).

Figura 35: - Socavación al pie de la presa.



Fuente: (Morassuti, 2016)

Si la profundidad a la que está fundada la presa es menor que la que alcanza la socavación máxima, se corre el peligro de que la obra pierda apoyo y falle.

Existen muchas fórmulas para el cálculo de la socavación que produce una caída de agua en los materiales aluvionales de los cauces. Una de las fórmulas más utilizadas es la de Schokiltsch (Schoklitsch, A., 1961), (Suarez, 1993).

$$h_s = 4.75 * \frac{H^{0.20} * q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}} - y_2 \quad (86)$$

Donde:

- h_s : Socavación (m)
- y_2 : Altura de agua, aguas abajo del dique (m).
- H : Altura de la carga hidráulica desde la superficie del agua aguas arriba del vertedero hasta la superficie aguas abajo (m).
- q : Caudal unitario (m³/s/m).
- D_{90} : Diámetro del material del cauce para el cual el 90% es más fino (mm).

Para analizar la posible profundidad de socavación del cauce, se debe considerar el D90 del material del cauce existente.

Una vez obtenida la profundidad de socavación en el cauce natural y teniendo como resultado la necesidad de proteger o revestir el sector aguas abajo de la presa, con esta metodología se puede estimar el diámetro de la roca que se debe colocar al pie de la presa para que no ocurra socavación y con ello diseñar y proponer el enrocado necesario para proteger el sector aguas debajo de la presa y que formará parte integral del dissipador de energía.

2.2.11.5 Disipadores de Energía

Tal y como se indicó anteriormente, la lámina de agua que vierte desde el vertedero tiene una energía que es función de la altura de la caída y del caudal. Esa energía debe ser disipada adecuadamente a fin de evitar la erosión del cauce aguas abajo de la presa, lo que podría traer como consecuencia la socavación del pie de la presa y su eventual falla (Suarez, 1993).

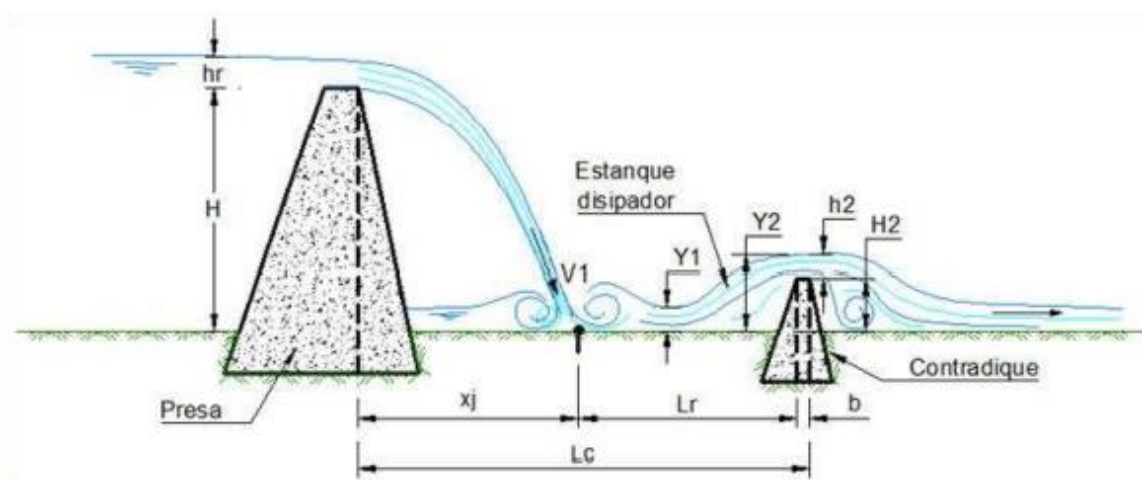
Cuando estas estructuras se logran fundar sobre roca sana o sobre roca no fracturada, resistente al impacto de la lámina vertiente y a la erosión,

no se requiere de obras especiales. Sin embargo, en los casos en que la estructura este fundada sobre roca fracturada o sobre materiales gravosos o arenosos, poco resistentes a la erosión, será necesario construir obras de disipación de energía.

Una forma de evitar la falla por socavación de la presa consiste en fundarla a una profundidad mayor que la erosión calculada para el caudal de diseño, con un cierto margen de seguridad para tomar en cuenta la imprecisión del método de cálculo. Esta solución es adecuada en el caso de las presas pequeñas (menores de 5 m de altura), especialmente cuando existe otra presa aguas abajo y se pueda garantizar que en el cauce se construyan varias presas de forma escalonada (Suarez, 1993).

En el caso de presas con alturas superiores a los 5 metros, fundadas sobre material aluvional fino, roca muy fracturada o poco resistente a la erosión, en la mayoría de los casos es necesario construir disipadores de energía. El tipo de disipador más utilizado consiste en construir un pequeño dique aguas abajo, denominado contradique, cuya función es formar un estanque amortiguador entre él y la presa, donde se disipa la energía de la lámina vertiente por turbulencia, mediante la formación de un resalto hidráulico. (Figura 36) (Suarez, 1993).

Figura 36 : Disipación con estanque amortiguador



Fuente: (Morassuti, 2016)

Se obtiene un comportamiento hidráulico satisfactorio cuando la distancia L_c entre la presa y el contradique es:

$$L_c = x_j + Lr + b \quad (87)$$

Donde:

- Lr : Longitud necesaria para alojar el resalto hidráulico (m)
- x_j : Distancia horizontal de impacto de la lámina (m)
- b : Ancho de la cresta del vertedero del contradique (m)

La longitud **Lr** del resalto puede tomarse como **Lr = 5 Y₂** .

La profundidad inicial del resalto Y_1 puede calcularse mediante la ecuación:

$$V_1 = \sqrt{2g(H + hr)} \quad (88)$$

$$Y_1 = \frac{q}{V_1} \quad (89)$$

La profundidad conjugada del resalto Y_2 es :

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (90)$$

Siendo F_1 el número de Froude del flujo al inicio del resalto:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * Y_1}} \quad (91)$$

Por lo cual la altura necesaria H_2 del contradique sobre la fundación viene expresada por la ecuación:

$$H_2 = Y_2 - h_2 \quad (92)$$

Donde se asume que h_2 es la carga hidráulica sobre la cresta vertedora del contradique e igual a hr , si el vertedero del contradique es similar al de la presa principal.

Si H_2 resulta ser un valor negativo, indica que no es necesario que el contradique sobresalga por encima de la rasante del cauce, sin embargo para garantizar el pozo disipador o laguna de disipación, y que esta permita disipar la energía de la lámina vertedora y así proteger la

fundación de la presa, se recomienda que el contradique posea la misma profundidad en la fundación que la presa de retención y al menos un nivel por encima de la rasante del cauce, el cual sería la cresta del contradique o base del vertedero.

(Lopez Cardenas de Llano, 1988) , respecto a los disipadores de energía indica que : El fenómeno que se ha considerado es el del resalto hidráulico que pasa del movimiento rápido al movimiento lento, con absorción de energía debida al impacto. La relación entre los calados conjugados h_1 (movimiento rápido) y h_2 (movimiento lento) puede determinarse por la fórmula de Bélanger :

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gh_1}} \quad (93)$$

Donde:

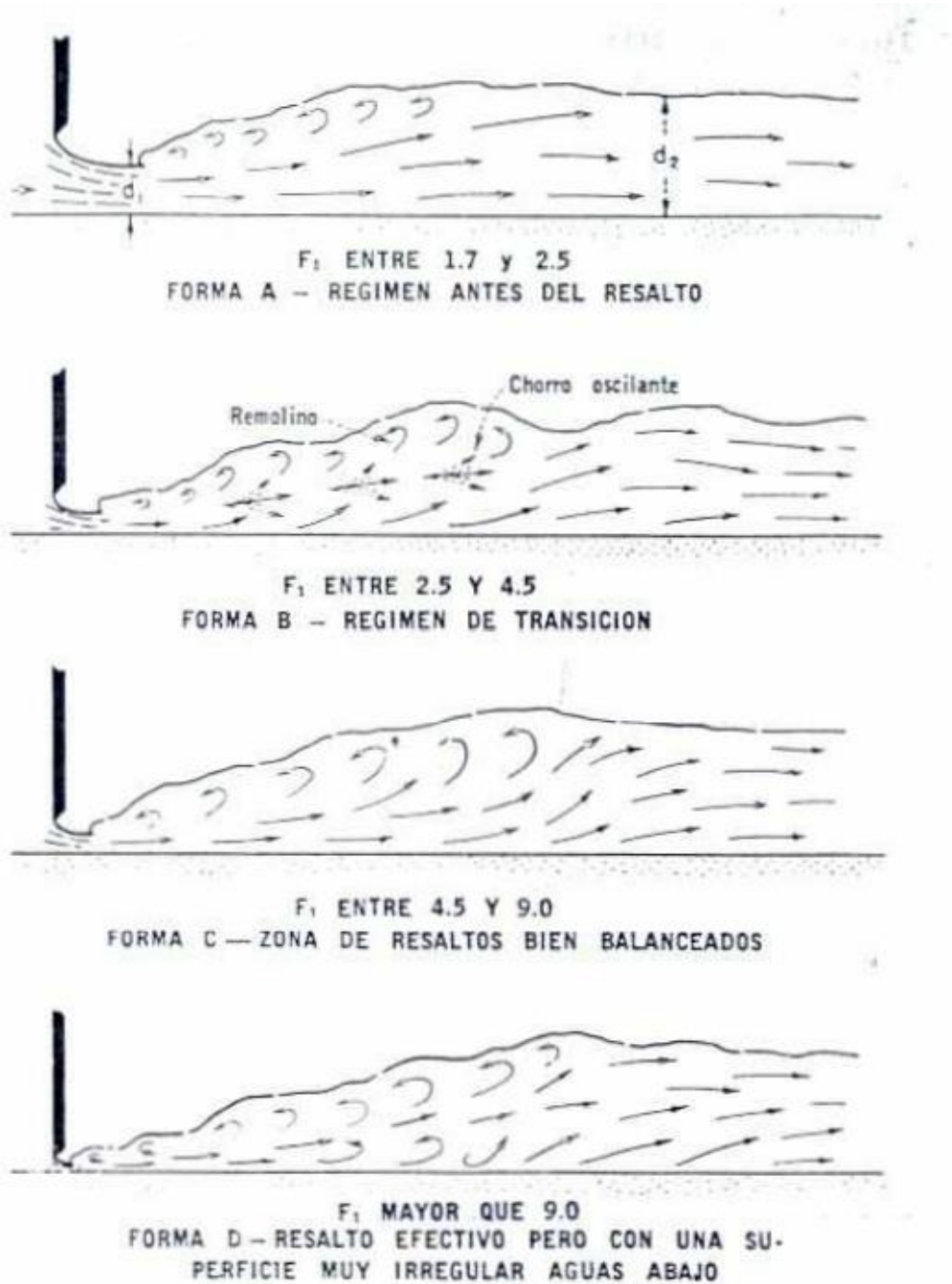
- h_1 : calado al pie de dique de corrección (m)
- h_2 : calado derivado de y_1 (m)
- q : caudal de descarga por unidad de anchura ($m^3/s/m$)

El Bureau of Reclamation establece la necesidad de disipadores de energía en función del número de Froude :

- $F_1 < 1.6$: No es necesario emplear disipadores de energía, siendo suficiente un zampeado de longitud $4h_2$ para protección de las obras.
- $1.7 < F_1 < 2.5$: Puede emplearse el disipador de energía, pero no es absolutamente necesario.
- $2.5 < F_1 < 4.5$: Es una zona de transición difícil pues ni los zampeados, ni los cuencos resultan eficaces, dado que el resalto no se estabiliza y las ondas pueden prolongarse más allá del cuenco. Es posible actuar sobre el vertedero (modificando sus dimensiones), de forma que el régimen de descarga quede fuera de esta zona de transición.

$F_1 > 4.5$: Es el nivel óptimo para el uso de los disipadores de energía.

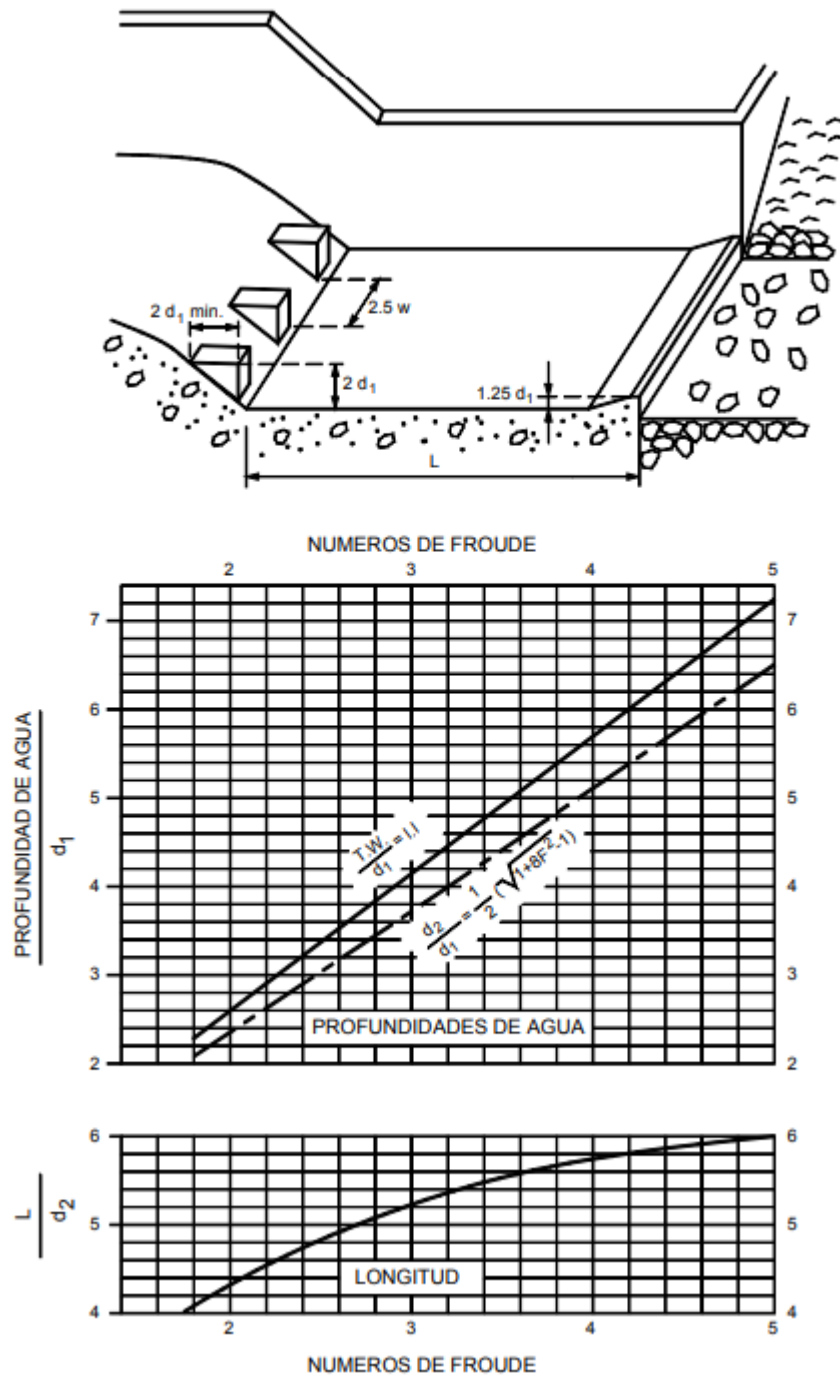
Figura 37: Formas características del resalto hidráulico en función con el número de Froude



Fuente: (U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1966)

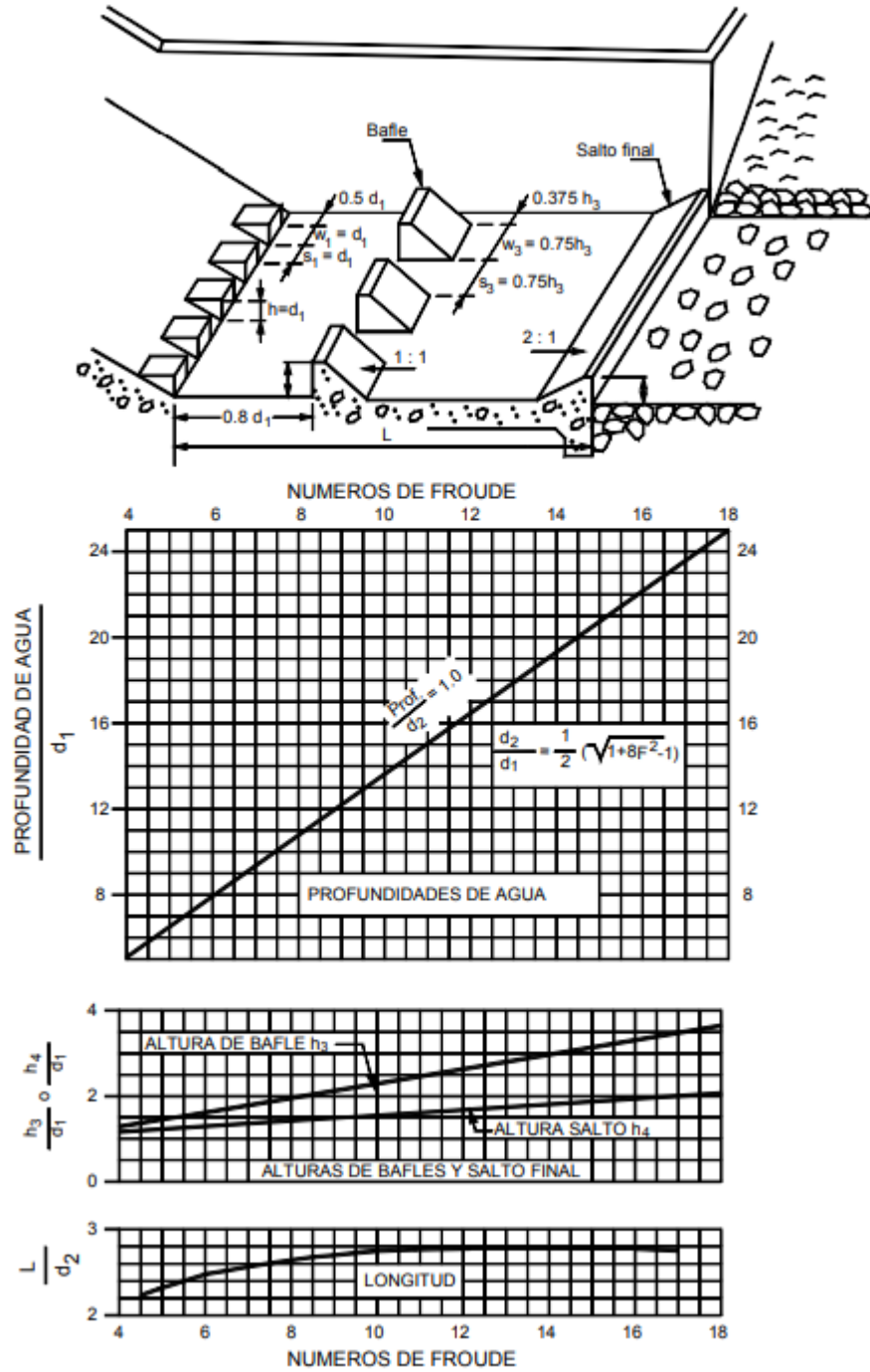
El US Bureau of Reclamation (1977) desarrolló una serie de pozos de quietamiento típicos para vertederos de pequeñas presas (Figuras 38, 39, y 40).

Figura 38: Características de los tanques amortiguadores TIPO I para números de Froude entre 2.5 y 4.50.



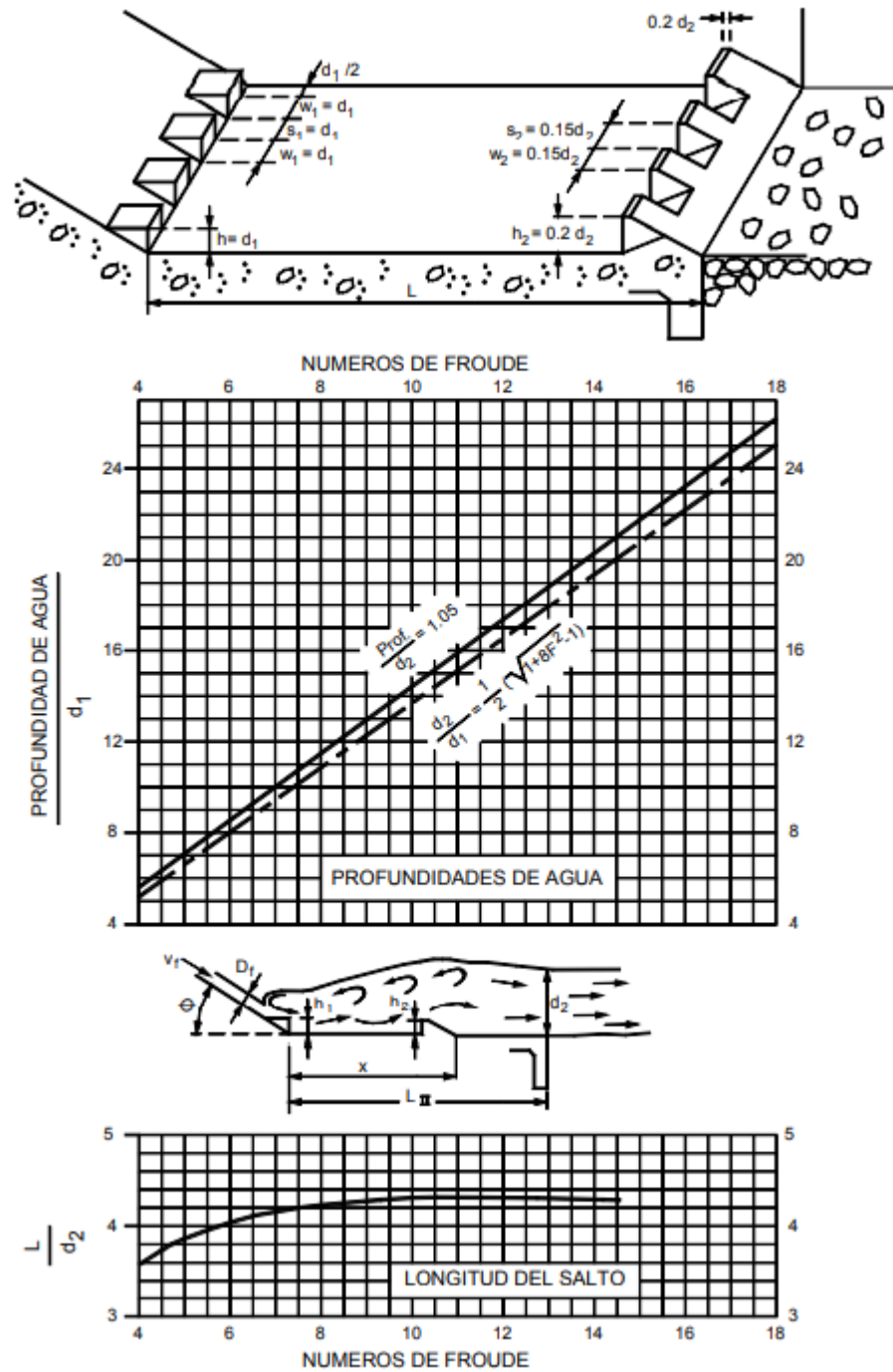
Fuente: (U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1966)

Figura 39: Características de los tanques amortiguadores TIPO II para números de Froude mayores a 4.50. Cuando las velocidades no excedan a 15 m/s



Fuente: (U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1966)

Figura 40: Características de los tanques amortiguadores TIPO III para números de Froude mayores a 4.50.



Fuente: (U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1966)

2.2.12 Conceptos de Hidrología Aplicada

Para el Modelamiento de los flujos de escombros es necesario conocer las características hidrológicas de la cuenca y su influencia sobre el hidrograma líquido. Un hidrograma de caudal es una gráfica que muestra la tasa del flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente. En efecto, el hidrograma es “una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular” (Chow, 1994).

Para la estimación del hidrograma, es necesario conocer las características geomorfológicas de la cuenca, el número de curva (CN) y la precipitación máxima de 24 horas.

2.2.13 Parámetros Geomorfológicos de una Cuenca

2.2.13.1 Área de la cuenca.

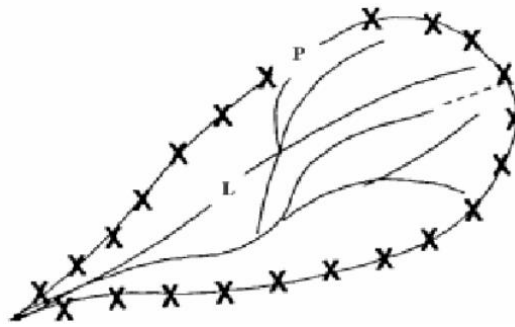
(Castillo Navarro L. F., 2019) menciona que está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje. El área de la cuenca es la característica geomorfológica más importante para el diseño. Su importancia radica en las siguientes razones :

- Este valor se utiliza para muchos cálculos en varios modelos hidrológicos.
- Para una misma región hidrológica o regiones similares, se puede decir que a mayor área mayor caudal medio.
- El área de la cuenca se relaciona en forma inversa con la relación entre caudales extremos.

2.2.13.2 Longitud, Perímetro y Ancho de la cuenca.

La longitud “L” de la cuenca puede estar definida como la distancia horizontal entre el punto aguas abajo (punto más bajo del eje de la quebrada) y otro punto aguas arriba donde el eje de la quebrada principal corte la línea de contorno de la cuenca (Castillo Navarro L. F., 2019). Ver Figura 41.

Figura 41: Longitud y perímetro de la Cuenca.



Fuente: (Castillo Navarro L. F., 2019)

El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea divisoria de la quebrada es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca. Usualmente este parámetro físico es simbolizado por P.

El Ancho se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L) y se designa por la letra W :

$$W = \frac{A}{L} \quad (94)$$

2.2.13.3 Parámetros de Forma

a. Índice de compacidad o Coeficiente de Gravelius (IC) (1914)

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y el de una circunferencia; sus resultados están basados en la clasificación de (Campos, 1992), mostrados en la Tabla 9. Cuánto más cercano esté el índice a la unidad, la cuenca será más circular y por tanto más compacta, y en la medida que aumenta, la cuenca adquiere una forma más oval (Viramontes O., y otros, 2007).

La fórmula está dada por:

$$C_c = 0.282 \frac{P}{A^{1/2}} \quad (95)$$

Donde:

- C_c : coeficiente de compacidad
- P : perímetro de la cuenca (km).

A : Área de la cuenca (km²).

Tabla 17: Formas de las Cuencas de acuerdo al Coeficiente de Compacidad

Clase de Forma	Coeficiente de compacidad	Forma de la cuenca
Clase I	1.0 – 1.25	Casi redonda a oval redonda
Clase II	1.26 – 1.50	Oval – redonda a oval – oblonga
Clase III	1.51 a más de 2	Oval – oblonga a rectangular - oblonga

Fuente: (Viramontes O., y otros, 2007)

b. Factor de Forma (FF)

La forma de la cuenca, factor de forma, fue propuesta por Horton (1945) donde relaciona el área de la cuenca y la longitud de la misma. En este sentido, valores cercanos a cero indican cuencas alargadas y aquellos cercanos a uno, indican cuencas redondeadas. Una descripción cuantitativa de la forma es proporcionada por la siguiente fórmula:

$$F_f = \frac{A}{Lc^2} \quad (96)$$

Donde:

- F_f : factor de forma.
- A : área de la cuenca en (km²)
- Lc : longitud del cauce principal en (km).

Los valores interpretativos de la relación de forma de Horton son:

Tabla 18: Valores interpretativos del factor de forma

Valores aproximados	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 – 0.30	Alargada
0.30 – 0.37	Ligeramente alargada
0.37 – 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 – 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 – 0.80	Ensanchada
0.80 – 1.20	Muy ensanchada
>1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: (Delgadillo Santander & Moreno Barrios, 2011)

c. Razón de elongación

Es la relación entre el diámetro de un círculo con igual área que la de la cuenca y la longitud máxima de la misma (Viramontes O., y otros, 2007).

La fórmula es la propuesta por Shumm (1956):

$$R_e = 1.128 \frac{A^{1/2}}{L_c} \quad (97)$$

Donde:

- R_e : relación de elongación.
- L_c : longitud del cauce principal de la cuenca en km.
- A : Área de la cuenca en km^2 .

d. Relación de Circularidad (R_{ci})

La relación de circularidad, (R_{ci}), denominado también como radio de circularidad es el cociente entre el área de la cuenca (A) y la del círculo cuyo perímetro (P) es igual al de la cuenca:

$$R_{ci} = \frac{4\pi A}{\rho^2} \quad (98)$$

Donde:

- $R_{ci} = 1$, la cuenca es circular
- $R_{ci} = 0.785$, la cuenca es cuadrada
- ρ : perímetro de la cuenca en km.
- A : Área de la cuenca en km^2 .

La importancia de estos parámetros relacionados a la cuenca, nos dan una idea como primera aproximación de la tendencia del hidrograma y del caudal máximo. (Castillo, 2006)

2.2.13.4 Parámetros de Relieve

a. Pendiente media de la cuenca

Se calcula como media ponderada de las pendientes de todas las superficies elementales de la cuenca en las que la línea de máxima pendiente se mantiene constante; es un índice de la velocidad media de la escorrentía y, por lo tanto, de su poder de arrastre o poder erosivo (Ibañez, 2011). La fórmula para el cálculo de la pendiente media es:

$$J = \sum L_i E / A \quad (99)$$

Donde:

- J : Pendiente media de la cuenca.
 L_i : longitud de cada una de las curvas de nivel en km.
 E : equidistancia de las curvas de nivel en km
 A : área de la cuenca en km².

Tabla 19: Clasificación de pendiente de las cuencas

Pendiente media (%)	Terrenos
0-2	Ligeramente Inclínados
2-5	Moderadamente Inclínados
5-15	Fuertemente Inclínados
15-25	Moderadamente Empinados
25-50	Empinada
>50	Muy Empinada

Fuente: (Delgadillo Santander & Moreno Barrios, 2011)

b. Curva hipsométrica

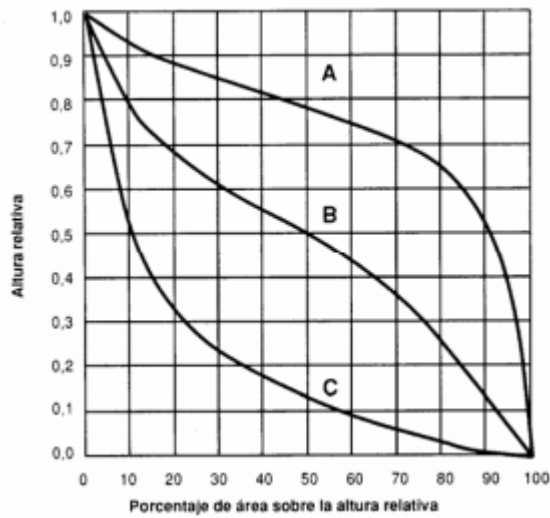
La curva hipsométrica representa el área drenada variando con la altura de la superficie de la cuenca. Se construye llevando al eje de las abscisas los valores de la superficie drenada proyectada en km² o en porcentaje, obtenida hasta un determinado nivel, el cual se lleva al eje de las ordenadas, generalmente en metros.

La Figura 42 muestra tras curvas hipsométricas correspondientes a otras tantas cuencas que tiene potenciales evolutivos distintos.

La curva superior (A) refleja una cuenca con gran potencial erosivo, la curva intermedia (B) es características de una cuenca en equilibrio; y la curva inferior (C) es típica de una cuenca sedimentaria . Quedaria , así representadas distintas fases de vida de los ríos :

- Curva A : fase de juventud
- Curva B : fase de madurez
- Curva C : fase de vejez

Figura 42: Curva hipsométrica característica del ciclo de erosión , según Strahler (1964)

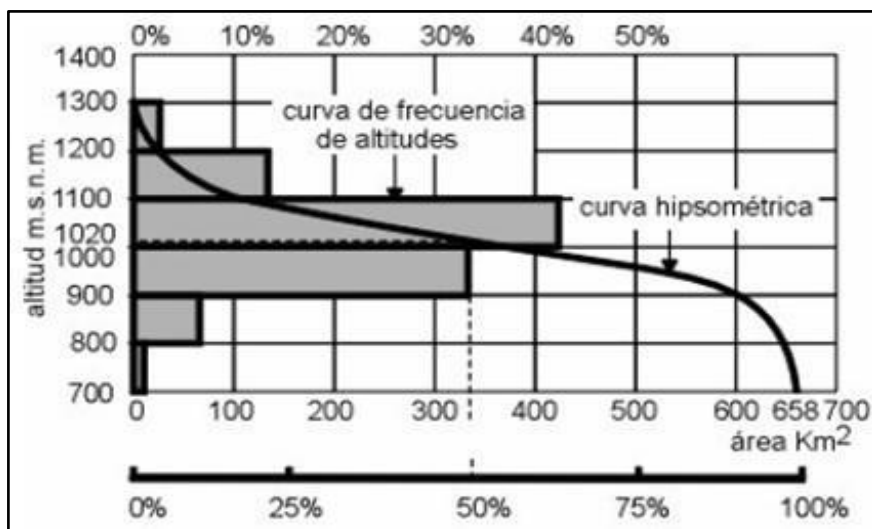


Fuente: (Castillo Navarro L. F., 2019)

c. Diagrama de Frecuencias Altimétricas

Es la representación gráfica de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes. La curva de la frecuencia de altitudes se muestra en la siguiente figura:

Figura 43: Curva Hipsométrica y de Frecuencia de altitudes



Fuente: (Agustin, 2009)

Con las curvas anteriores se puede determinar las siguientes características de la cuenca:

Altitud media, es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% está situado por debajo de ella.

Altitud más frecuente, es el máximo valor en porcentaje del histograma de frecuencia de altitudes (en la Fig.5 resulta un valor aprox. De 1100 a 1000 msnm).

Altitud de frecuencia media, es la altitud media correspondiente a la media de la abscisa del histograma de frecuencia de altitudes. Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50% del área en el eje X, trazando una perpendicular por este punto hasta interceptar a la curva hipsométrica. Y este punto trazar una horizontal hasta cortar el eje Y.

2.2.13.5 Parámetros de Red Hidrológica

a. Relación de Bifurcación (RB)

Se define como la relación entre el número de cauces de orden i (N_i) y el número de cauces de orden $i+1$. Horton encontró que esta relación es relativamente constante de un orden a otro.

$$R_b = \frac{N_i}{N_{i+1}} \quad (100)$$

El valor teórico mínimo para R_b es 2 y según Strahler un valor típico se encuentra entre 3 y 5 en cuencas donde la estructura geológica no distorsiona el patrón de drenaje natural.

b. Sinuosidad del cauce principal (SI)

En relación que existe entre la longitud del cauce principal, L_c , y la longitud del valle del cauce principal medida en línea recta o curva, L_t .

$$S_i = \frac{L_c}{L_t} \quad (101)$$

El valor de la sinuosidad menor a 1.25 define a un cauce con baja sinuosidad

c. Pendiente del cauce principal (SM)

Se pueden definir varias pendientes del cauce principal, la pendiente media, la pendiente media ponderada y al pendiente equivalente.

La pendiente media (Sm): relación entre la altura total del cauce principal (cota máxima, Hmax menos cota mínima, Hmin) y la longitud del mismo, L.

$$S_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (102)$$

d. Densidad de drenaje

Definida para una cuenca como la longitud media de curso por unidad de superficie, calculándose mediante la siguiente expresión:

$$D = \sum L/A \quad (103)$$

Donde

- D : densidad de drenaje en km⁻¹
- L : suma de las longitudes de los cursos que se integran en la cuenca en km.
- A : área de la cuenca en km².

Tabla 20: Valores interpretativos de la densidad de drenaje

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

Fuente: (Delgadillo Santander & Moreno Barrios, 2011)

2.2.14 Tiempo de Concentración (Tc)

La definición conceptual del tiempo de concentración (Tc), es la duración temporal del recorrido de una masa de agua desde la parte más distante de la cuenca hasta la salida (punto más bajo de ésta).

Este parámetro tiene estrecha relación con el gasto pico y con el tiempo de recesión de la cuenca, tiempo de concentración muy cortos tienen gastos picos intensos y recesiones muy rápidas, en cambio los tiempos de concentración más largos determinan gastos pico más atenuados y recesiones mucho más sostenidas:

Para el cálculo de tiempo de concentración de las unidades hidrográficas en estudio, se ha utilizado las fórmulas de Kirpich, California Culverts Practice y Témez:

Método de Kirpich

Este indicador fue propuesto por (Kirpich, 1940), y su expresión matemática es la siguiente:

$$T_c = 0.0078 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (104)$$

Donde

- Tc : Tiempo de Concentración de Kirpich.
- L : Longitud del Curso de Agua más largo, en m.
- S : Pendiente de la cuenca, en m/m.

Método California Culverts Practice:

Este indicador fue citado por Gonzáles (2002) y su expresión matemática es la siguiente:

$$T_c = \left(0.87 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (105)$$

Donde

- Tc : Tiempo de Concentración California Culvert Practice(h).

- L : Longitud del Curso de Agua principal (Km).
- H : Diferencia de altitud máxima del cauce Principal (m).

Método de Témez

Este indicador fue propuesto por (Témez, 1978), y su expresión matemática es la siguiente:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (106)$$

Donde

- Tc : Tiempo de Concentración de Témez (h).
- L : Longitud del Curso de Agua más largo (km).
- S : Pendiente de la cuenca, en m/m.

2.2.15 Numero de curva (CN)

Un parámetro necesario para el calculo del Hidrograma de avenida por medio de la metodología del Soil Conservation Service (SCS) es determinar el valor del Numero de Curva (CN). Este valor de CN es adimensional , tal que $0 \leq CN \leq 100$.

Para superficies impermeables y superficies de agua CN = 100; para superficies naturales CN < 100 . El Soil Conservation Service (SCS) ha tabulado valores de numero de curva en base al tipo de suelo y uso de tierras. Todos los suelos con clasificados en 4 grupos de suelos hidrológicos de distintas propiedades (ver Tabla 21).

Para el cálculo de CN debemos conocer la descripción del uso de suelo, cada uso de suelo representa un valor de CN (ver tabla 22). Finalmente, por ponderación se llega a un valor único de CN.

Tabla 21: Grupos de Suelos hidrológicos

Grupo A :	Suelos de bajo potencial de escorrentía, teniendo altas tasas de infiltración aun cuando esta completamente saturado. Arena profunda muy bien drenadas , con alta tasa de transmisión de agua.
Grupo B :	Suelos con moderadas tasas de infiltración . Suelos poco profundos moderadamente drenadas, con texturas moderadamente finas a gruesas. Estos suelos tienen una moderada tasa de transmisión de agua.
Grupo C :	Suelos con baja tasa de infiltración cuando esta completamente saturado ,principalmente suelos que tienen una capa que impide el movimiento descendente del agua o suelos de textura moderadamente finas a finas. Suelos con altos contenidos de arcilla y baja tasa de transmisión de agua.
Grupo D :	Suelos de alto potencial de escorrentía, teniendo tasas muy bajas de infiltración cuando esta completamente saturado. Son suelos arcillosos que se expanden significativamente cuando se mojan , arcillas altamente plásticas. Suelos con muy baja tasa de transmisión de agua.

Fuente: Hidrología Aplicada V.T Chow

Tabla 22: Numero de curva de escorrentía para usos de suelos

Descripción del uso de tierra	A	B	C	D
Tierra cultivada : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales : condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones optimas	39	61	74	90
Vegas de rio : condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques : troncos delgados , cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas , césped , parques, cementerios, etc.				
optimas condiciones : cubierta de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
condiciones aceptables : cubierta de pasto en el 50% al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (80% impermeables)	89	91	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño promedio del lote:				
Porcentaje prom. Impermeable				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados , techos , accesos, etc.	98	98	98	98
alles y carreteras :				
Pavimentadas con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Gravas	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Hidrología Aplicada V.T Chow

2.3 Marco Conceptual

CAUDAL. – Es la cantidad de fluido que pasa en una unidad de tiempo. Normalmente se identifica con el flujo volumétrico o volumen que pasa por un área dada en la unidad de tiempo.

GEOMORFOLOGÍA. – Es la ciencia que estudia el cambio de la forma de la superficie terrestre a través del tiempo.

HIDRÁULICA FLUVIAL. – Parte de la mecánica que estudia las leyes que rigen el equilibrio y movimiento del agua.

FLUJO HIPERCONCENTRADO. – Está formado por una mezcla de partículas gruesas y agua. Predominan las partículas granulares (arenas, gravas, cantos rodados y bloques) por lo tanto la mezcla no tiene cohesión.

SEDIMENTO. – Es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En Hidráulica Fluvial entendemos por sedimento cualquier material, más pesado que el agua, que es transportado en algún momento por la corriente y luego depositado. En consecuencia, la palabra sedimento se aplica tanto a una enorme roca, como a una fina partícula de arcilla.

SIMULACIÓN. – Técnica numérica para conducir experimentos en una computadora digital. Estos experimentos comprenden ciertos tipos de relaciones matemáticas y lógicas, las cuales son necesarias para describir el comportamiento y la estructura de sistemas complejos del mundo real a través de largos periodos de tiempo.

2.4 Hipótesis

El Diseño Hidráulico de las obras de control de torrentes y retención de sedimentos en la quebrada Rinconada permitirá brindar una adecuada protección a la Infraestructura Hidráulica y vial que cruza la Quebrada Rinconada.

2.5 Operacionalización de variables

Cuadro N°1: Operacionalización de Variables

	Variables	Dimensión	Indicadores	Unidad de Medida	Instrumento de Investigación
Variable dependiente	Diseño Hidráulico de la quebrada.	parámetros hidrológicos	precipitaciones máximas	mm	Planos en AutoCAD ARGIS FLOW 2D IBER
			Coeficiente de Manning	-	
			caudales máximos	m³/s	
		levantamiento topográfico	Red de Apoyo Planimétrico	m	
			Levantamiento Altimétrico	msnm	
			Perfil Longitudinal	m	
			Secciones Transversales	m³	
		parámetros hidráulicos	velocidad	m/seg	
			pendiente	%	
			sección estable	m	
tirante	m				
simulación hidráulica	%				
Variable independiente	Control de y retención de sedimentos	Hidráulica de sedimentos	clasificación de los flujos	-	Reporte de la Gerencia Regional de Agricultura
			clasificación de sedimentos	-	
			propiedades de los flujos	-	
		mecánica de suelos	Análisis Granulométrico	%	
			Peso Específico	Kg/cm³	
			Capacidad Portante	Kg/cm²	
		Medidas de protección	peligro	%	
			medidas estructurales	%	
			medidas no estructurales	%	

Fuente: *Elaboración Propia*

3 METODOLOGIA EMPLEADA

3.1 Tipo y Nivel de Investigación

- Tipo de Investigación: Aplicada
- Nivel de Investigación: Descriptiva

3.2 Población, marco muestral, unidad de análisis y muestra

3.2.1 Población

- Está conformada por el área de estudio, la cual se limita a la Quebrada Rinconada, la cual se encuentra dentro del Distrito de Salaverry y Provincia de Trujillo.

3.2.2 Muestra

- No se trabaja con muestra

3.3 Diseño de la Investigación

- No experimental, transversal, descriptivo simple.

3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Se utilizarán los métodos analítico y deductivo, por lo que para la presente investigación se requirió diferentes tipos de fuente de información base, materiales y equipos, las cuales se listan a continuación.

3.4.1 Técnicas de Recolección de Datos:

La metodología del estudio para la recopilación de datos de la investigación se desarrollará con la búsqueda de información bibliográfica, trabajo en campo, terminando con el procesamiento de datos.

Se utilizarán los métodos analítico y deductivo:

- Para la elaboración del Modelo digital de elevaciones, se ubicó geográficamente la quebrada Rinconada, a través de la imagen satelital Google Earth Pro, con el cual se procedió a la descarga del DEM ALOS PALSAR, Modelo Digital de Elevación de 12.50 m de resolución espacial.
- Para la geología se utilizarán las herramientas que ofrece el portal del Sistema de información geológico y catastral minero (GEOCATMIN).

- Los parámetros hidrológicos de la quebrada Rinconada se referencian a los registros de las estaciones adyacentes de a la zona de estudio compuesta por 11 estaciones Meteorológicas de la Red SENAMHI, procesados en tiempos de retorno con ayuda de la herramienta HEC-HMS.
- Las muestras para el estudio de mecánica de suelos, fueron obtenidas de cinco calicatas ubicadas estratégicamente, tanto en el cono de deyección, como en el cauce principal de los ramales de la Quebrada Rinconada, para posteriormente se realice los ensayos y análisis en el Laboratorio SIG ingenieros S.A.C.
- Para los parámetros reológicos se obtuvieron empleando la metodología planteada por Julien (2010).

3.4.2 Tipos de Técnicas e Instrumentación

- El Modelo Digital de Elevación de 12.50 m de resolución espacial ALOS PALSAR DEM será utilizada para describir el relieve superficial de la Quebrada Rinconada.
- Las estadísticas de SENAMHI de la red de estaciones adyacentes al área de estudio a través del Modelo Hidrológico, son los encargados de procesar y dar resultados al Análisis Hidrológico.
- Mediante la observación y procesamiento de la cartografía del IGN y INGEMET Cuadrángulo 17-f (Salaverry), se obtendrá la geología de la Quebrada Rinconada.
- El reconocimiento de parámetros geotécnicos del suelo, se realizará a través de ensayos de laboratorio, teniendo conocimiento de las características de la zona en estudio.
- Se utilizará el Modelo Numérico FLO-2D el cual determinará los eventos extraordinarios de flujo de lodos y escombros en un tiempo defino para plantear medidas de control y proceder a su diseño hidráulico.

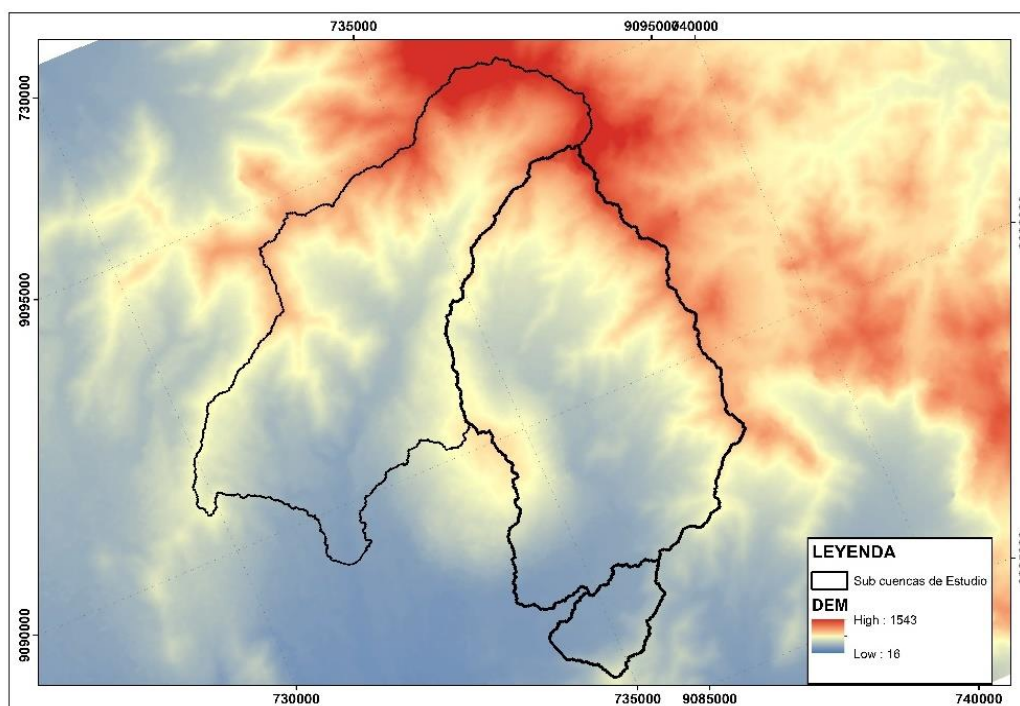
3.5 Procesamiento y Análisis de Datos

A continuación, se presenta el desarrollo de la metodología empleada para el procesamiento y análisis de datos de la presente tesis.

3.5.1 Modelo Digital de Elevación

Esta información se obtuvo de la recolección de datos del satélite de observación terrestre ALOS-PALSAR de la Agencia de Exploración Aeroespacial de Japón (JAXA). El cual tiene una resolución de 12.5 metros, lo cual es la de mayor resolución libre del mercado. Esta información se encuentra disponible en la web de Vertex, el cual es el portal de datos de la Instalación de Satélites de Alaska para imágenes de la Tierra con sensores remotos (<https://vertex.daac.asf.alaska.edu/>). En la Figura 9 se observa el modelo digital de elevaciones ALOS-PALSAR, recortado en el área de influencia mediante el uso de la herramienta ArcMap, el cual es la aplicación central del software ArcGIS en su versión 10.4.

Figura 44: Modelo Digital de Elevación



Fuente: Elaboración Propia en base a la Información descargada (<https://vertex.daac.asf.alaska.edu/>)

3.5.2 Caracterización Topográfica

3.5.2.1 Ubicación Geográfica, Extensión y Límites

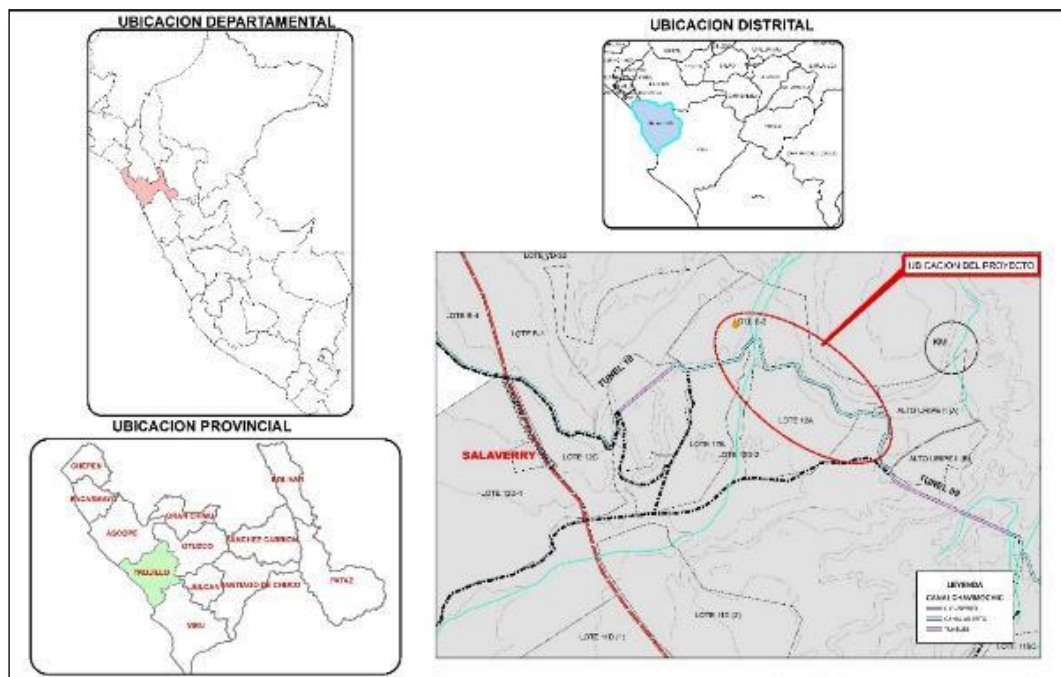
La cuenca de Quebrada Rinconada se ubica en el Distrito de Salaverry, Provincia de Trujillo, Departamento La Libertad, ubicada geográficamente en la Región Costa en las coordenadas 78.83° y 78.91° de longitud Oeste del Meridiano de Greenwich; 8.21° y 8.26° Latitud Sur. Esta microcuenca pertenece a la cuenca Hidrográfica del Pacífico.

La Extensión total que posee las microcuencas de estudio de la Quebrada Rinconada es de 44.80 Km² cuya ubicación se muestra en la Figura 46.

Los Límites son:

- Por el Oeste con el Océano Pacífico
- Por el Norte con la Cuenca del Río Moche
- Por el Este con la Cuenca del Río Viru
- Por el Sur con la microcuenca del Río Seco

Figura 45: Ubicación de la Quebrada Rinconada



Fuente: Elaboración Propia

3.5.3 Caracterización Hidrológica

3.5.3.1 Delimitación de la Zona de Estudio

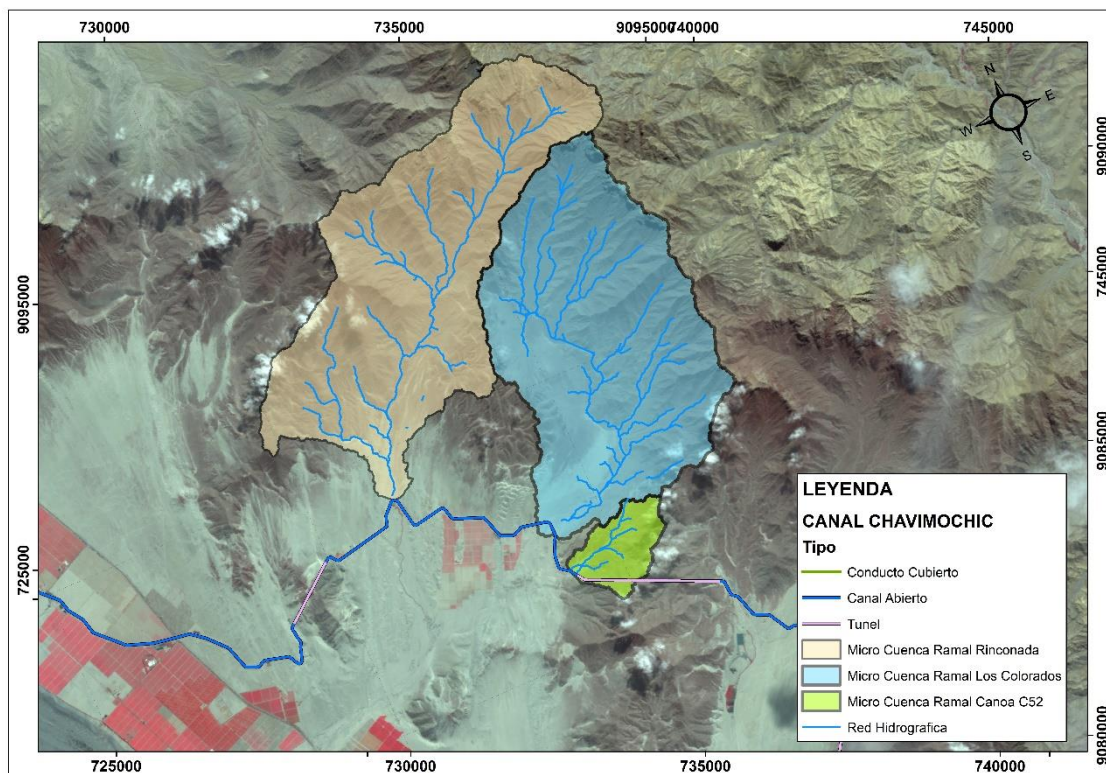
La zona de estudio, la Quebrada Rinconada, fue delimitada y procesada mediante el uso de la herramienta Global Mapper v20.0. La información de ingreso a dicho software fue el Modelo Digital de Elevaciones, producto del satélite ALOS-PALSAR, cuya resolución es de 12.5 m.

Con el uso de dicha información se procedió a realizar la delimitación de las sub cuencas de la cuenca de estudio.

La metodología utilizada corresponde al proceso utilizado por función → Create Watershed, con el cual se delimita a nivel de sub cuencas, exportando como polígonos en formato shape.

El resultado de la delimitación de la cuenca se muestra en la siguiente imagen:

Figura 46: Delimitación de las Sub Cuencas de la Quebrada Rinconada



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.2 Esquema de la Quebrada Rinconada

Con la finalidad de realizar un adecuado estudio se ha considerado 03 ramales o sub cuencas de la Quebrada Rinconada, debido a que en el último evento de activación de la quebrada (marzo 2017) estas causaron

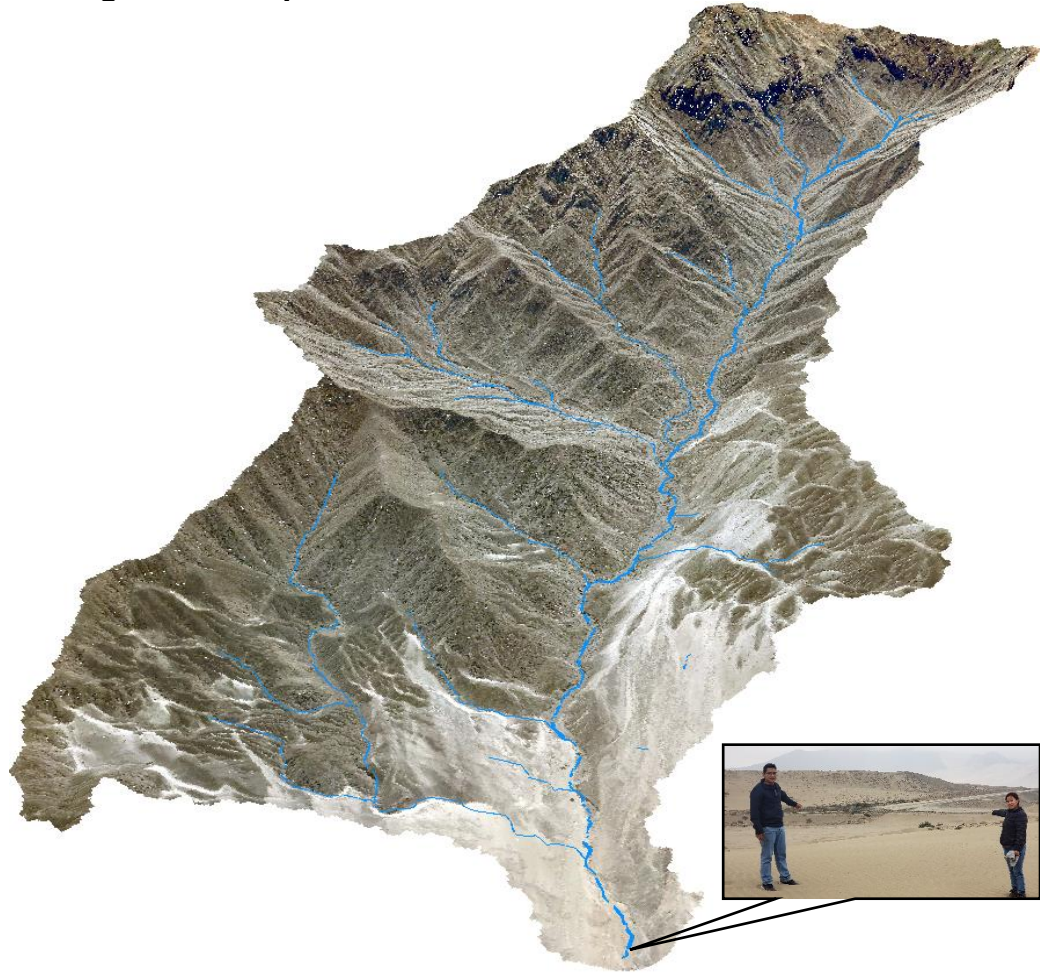
daños de manera independiente, afectando infraestructura de riego ubicada en la zona.

De manera general la micro cuencas constan de 03 partes que las distinguen.

Microcuenca Rinconada: zona de recepción o recolección formada por vertientes que se ubican por encima de 900 m.s.n.m., esta área funciona como un embudo que capta las lluvias; luego aguas abajo se tiene el canal de escurrimiento definido entre los 900 m.s.n.m. y los 300 m.s.n.m. este tramo colecta todas las aguas provenientes de las vertientes. Las quebradas tributarias tienen fuerte pendiente, lo que ocasiona el acarreo de material y luego conducidos por el cauce principal, aumentando la capacidad de transporte de la quebrada, en esta zona el flujo incrementa su fuerza y volumen.

Finalmente, la zona que consideramos como cono deyección el cual es restringido por la interferencia de la infraestructura de riego (Canal Madre CHAVIMOCHIC). En este tramo de la quebrada se realiza el modelamiento hidráulico, para posteriormente plantear las estructuras de control. (Ver figura 48).

Figura 47: Esquema de la micro cuenca Ramal - Rinconada



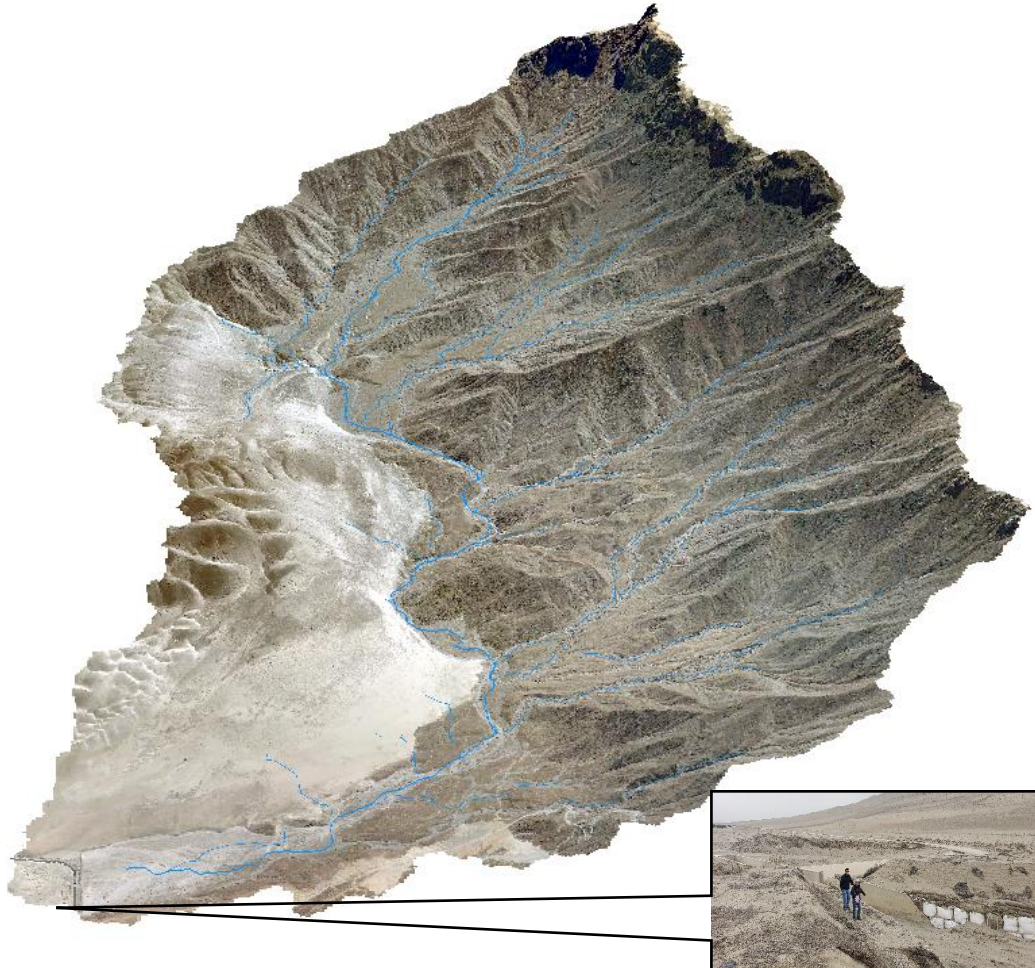
Fuente: Elaboración Propia.

Microcuenca Los Colorados: cuya zona de recepción o recolección formada por vertientes que se ubican por encima de 700 m.s.n.m., esta área funciona como un embudo que capta las lluvias; luego aguas abajo se tiene el canal de escurrimiento definido entre los 700 m.s.n.m. y los 350 m.s.n.m. este tramo colecta todas las aguas provenientes de las vertientes. Las quebradas tributarias tienen fuerte pendiente, lo que ocasiona el acarreo de material y luego conducidos por el cauce principal, aumentando la capacidad de transporte de la quebrada, en esta zona el flujo incrementa su fuerza y volumen.

Finalmente, la zona que consideramos como cono de deyección el cual es restringido por la interferencia de la infraestructura de riego (Canal Madre CHAVIMOCHIC), cuyo pase es a través de una Canoa que se

encuentra colapsada. En este tramo de la quebrada se realiza el modelamiento hidráulico, para posteriormente plantear las estructuras de control. (Ver figura 49).

Figura 48: Esquema de la micro cuenca Ramal – Los Colorados



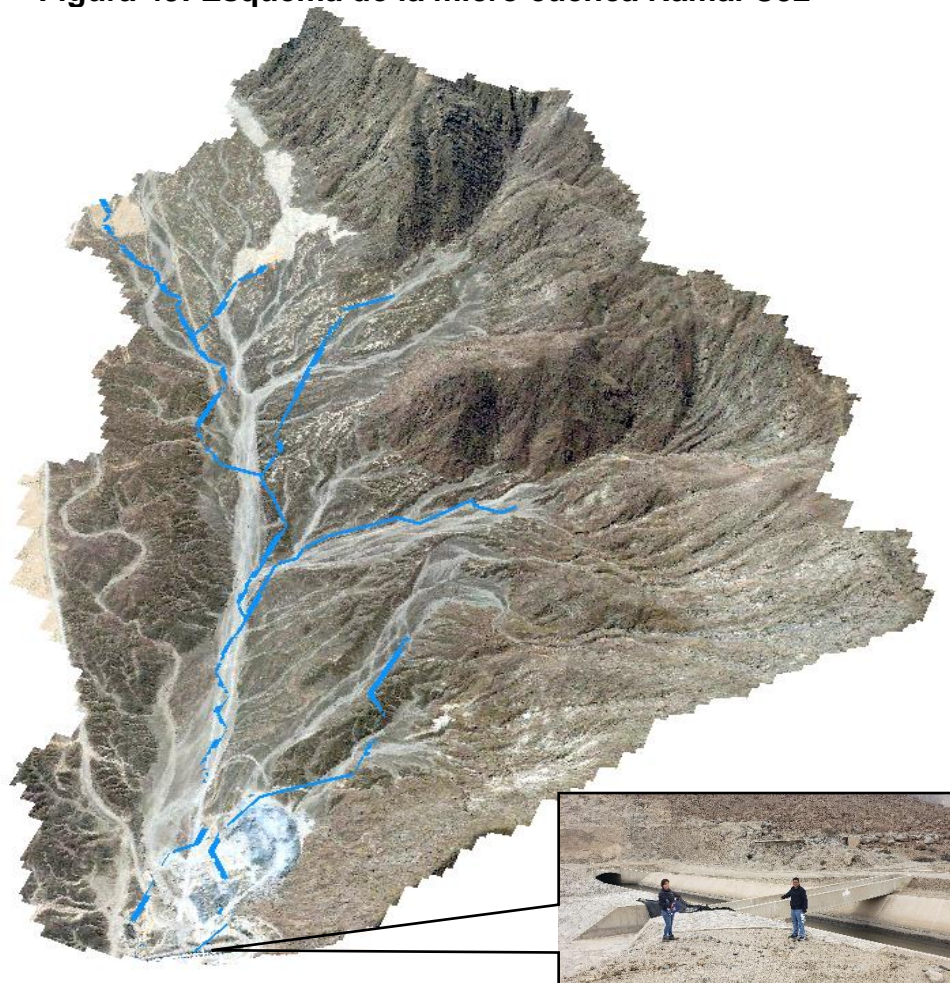
Fuente: Elaboración Propia.

Microcuenca Ramal C52: cuya zona de recepción o recolección formada por vertientes que se ubican por encima de 300 m.s.n.m., esta área funciona como un embudo que capta las lluvias; luego aguas abajo se tiene el canal de escurrimiento definido entre los 300 m.s.n.m. y los 200 m.s.n.m. este tramo colecta todas las aguas provenientes de las vertientes. Las quebradas tributarias tienen fuerte pendiente, lo que ocasiona el acarreo de material y luego conducidos por el cauce

principal, aumentando la capacidad de transporte de la quebrada, en esta zona el flujo incrementa su fuerza y volumen.

La zona que consideramos como cono de deyección el cual es restringido por la interferencia de la infraestructura de riego (Canal Madre CHAVIMOCHIC), cuyo pase es a través de una Canoa. En este tramo de la quebrada se realiza el modelamiento hidráulico, para posteriormente plantear las estructuras de control. (Ver figura 50).

Figura 49: Esquema de la micro cuenca Ramal C52



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.3 Parámetros Geomorfológicos:

En la Tabla 23 se observan los parámetros geomorfológicos estimados para la quebrada Rinconada. Así mismo a continuación se presentan los gráficos de curva hipsométrica, del histograma de frecuencias y perfil longitudinal de las micro cuencas de estudio.

Curva Hipsométrica y Polígono de Frecuencias:

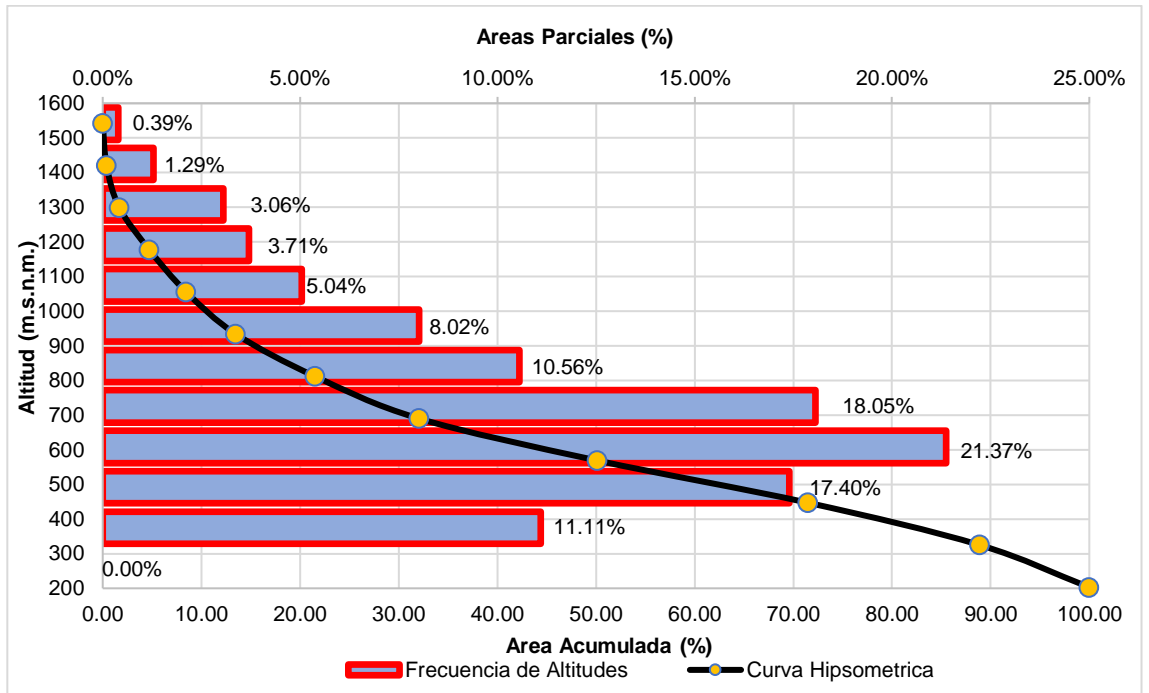
Una vez identificados los parámetros morfológicos se obtuvo las gráficas de curvas hipsométricas, histograma de frecuencia y perfil longitudinal. El alto grado potencial de erosión de la Quebrada Rinconada es un factor de ayuda al momento de generar los flujos de lodos en la zona de estudio. En las siguientes Figuras se representa la curva hipsométrica, polígono de Frecuencia de Altitudes y perfil altimétrico del cauce principal.

Cuadro N°2: Resumen de las Características morfológicas

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	Ramal Rinconada	Ramal Los Colorados	Ramal C52
		DE LA SUPERFICIE		
Área (A)	Km ²	22.17	21.66	1.96
Perímetro (P)	Km	34.8	28.5	8.42
Cota Máxima	m.s.n.m	879	696	244
Cota Mínima	m.s.n.m	204	211	210
X centroide	m	733902.36	736193.55	735136.10
Y centroide	m	9092591.09	9090415.94	9086647.34
z centroide	m.s.n.m	796.88	716.94	341.89
Altitud media	m.s.n.m	620.74	549.09	286.8
Altitud mas frecuente	m.s.n.m	649	519.00	267
Altitud de frecuencia media	m.s.n.m	720.16	654.76	307.05
DE LA RED HÍDRICA				
Longitud del curso Principal	Km	8.78	8.513	1.468
Orden de la red hídrica	UND	2	3	2
Longitud de la red hídrica	UND	33.11	30.517	2.592
PARAMETROS GENERADOS				
Factor Forma	$Rf = \frac{A}{L^2}$	0.09	0.13	0.14
Índice de Compacidad Kc	$IC = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$	2.08	1.73	1.69
Densidad de drenaje	$D_d = \frac{L_i}{A}$	1.49	1.08	2.07
Pendiente del cauce Principal	$S = \frac{H}{L}$	0.077	0.057	0.023

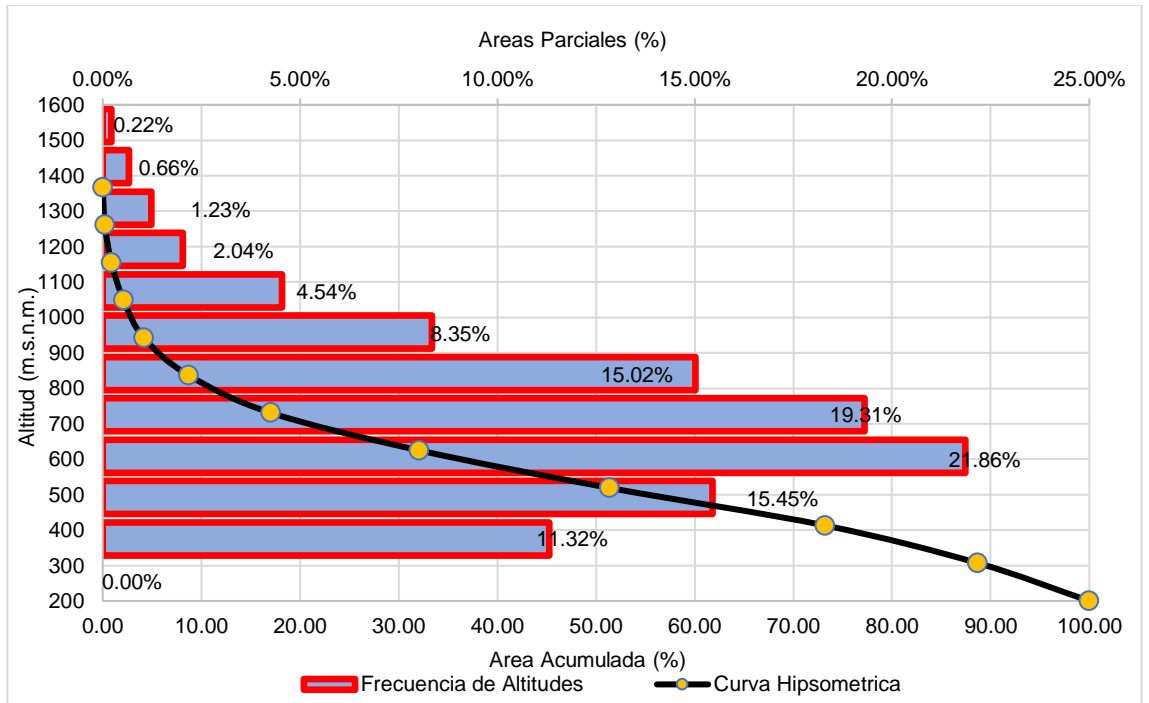
Fuente: *Elaboración propia*

Figura 50: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes micro cuenca Ramal Rinconada



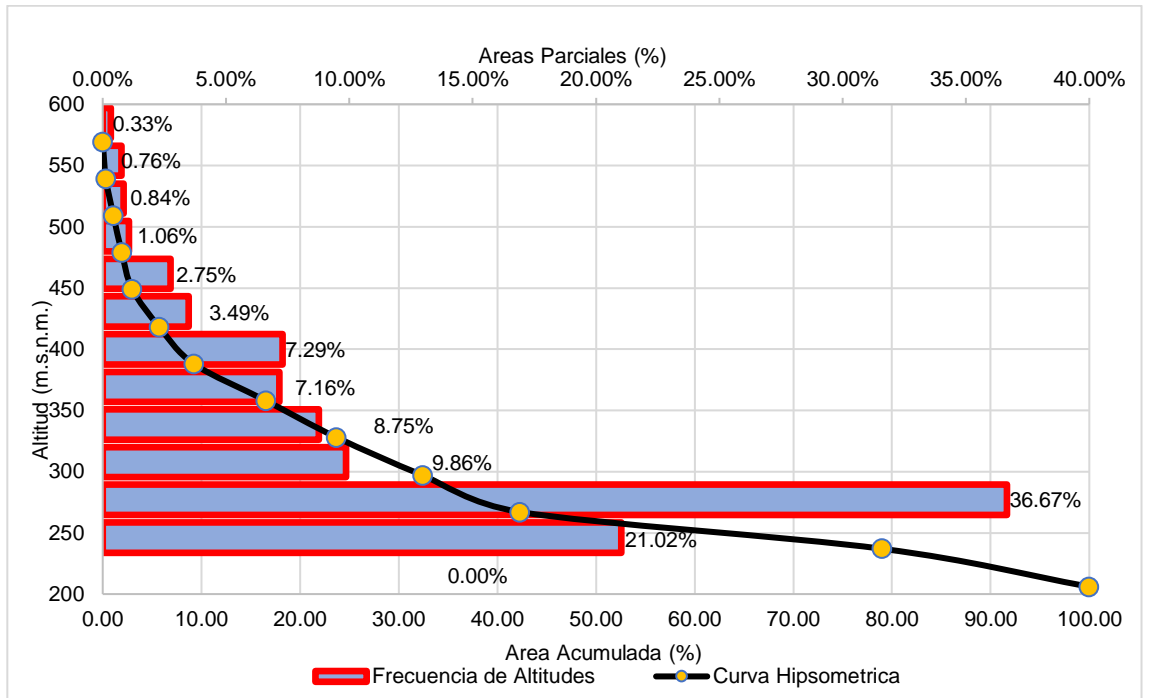
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 51: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes micro cuenca Ramal Los Colorados



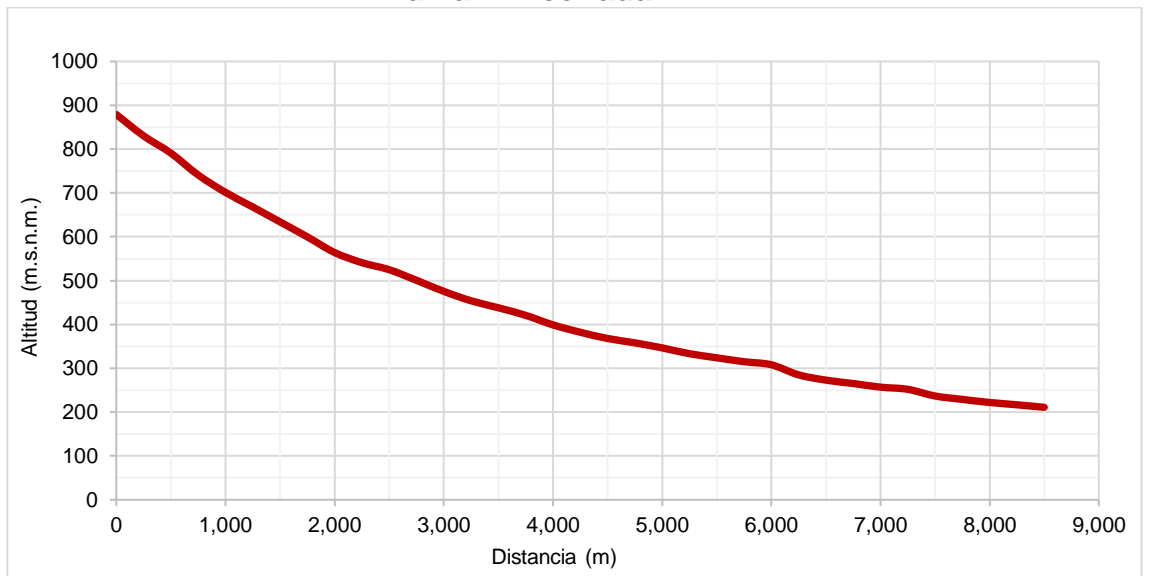
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 52: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes micro cuenca Ramal C52



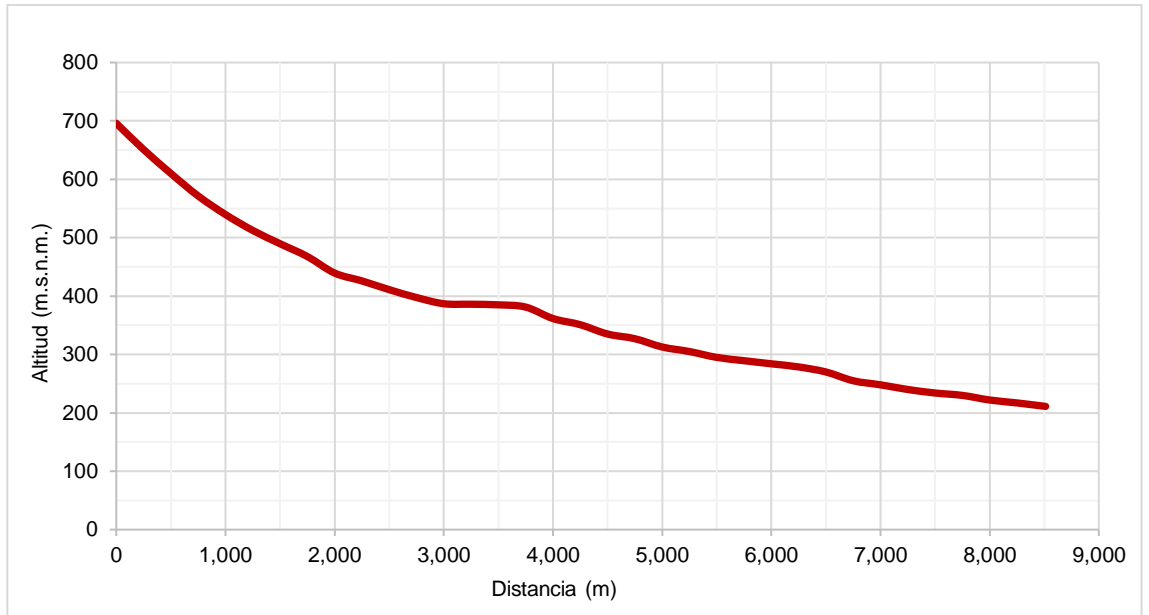
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 53: Perfil Longitudinal del Cauce Principal micro cuenca Ramal Rinconada



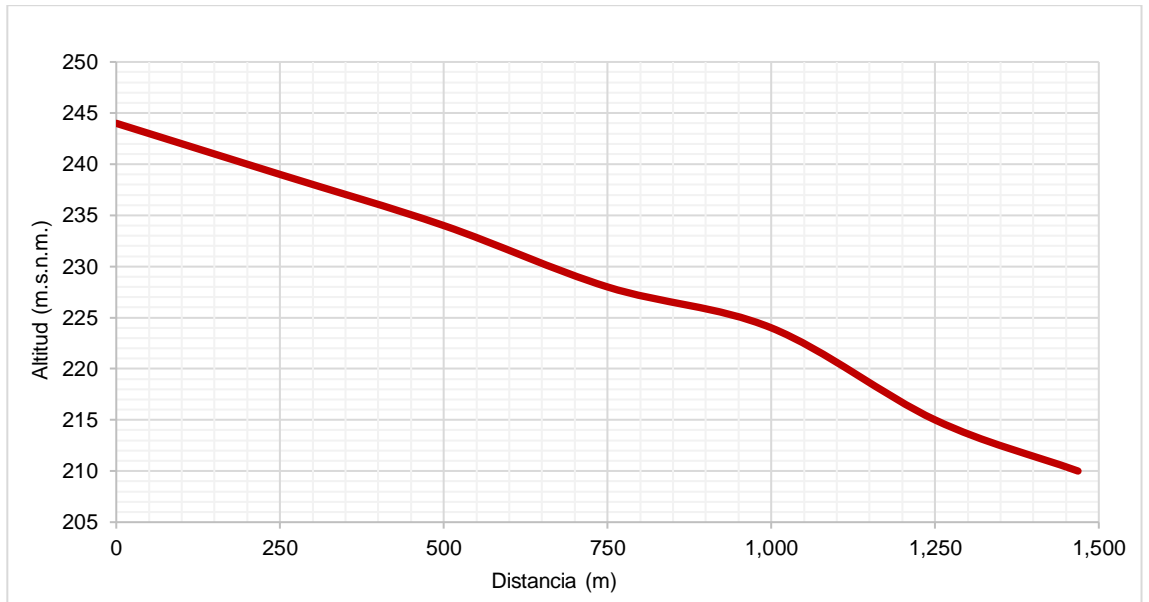
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 54: Perfil Longitudinal del Cauce Principal micro cuenca Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 55: Perfil Longitudinal del Cauce Principal micro cuenca Ramal C52



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.4 Precipitación máxima de 24 horas (P₂₄).

De acuerdo a la evaluación de la red meteorológica del SENAMHI, la zona de estudio no cuenta con estaciones meteorológicas adyacentes o representativas. Sin embargo, con información obtenida de la renovada información WEB del SENAMHI, se ha evaluado la influencia de 11 estaciones meteorológicas cercanas a la zona de estudio.

Cuadro N°3: Estaciones Meteorológicas del Ámbito de Estudio

N°	Estacion	Operador	Estado	Tipo	Altitud (m.s.n.m.)	Coordendas Geograficas					
						Latitud			Longitud		
						grado	min	seg	grado	min	seg
1	Callancas	SENAMHI	En uso	Convencional	1532	7	46	2.9	78	28	38.2
2	Cachicadan	SENAMHI	En uso	Convencional	2760	8	5	30	78	8	58
3	Huacamarçanga	SENAMHI	En uso	Convencional	3883	8	7	17	78	17	35
4	Huamachuco	SENAMHI	En uso	Convencional	3186	7	49	8.97	78	2	24.48
5	Huangacocha	SENAMHI	En uso	Convencional	3595	7	56	14	78	40	6
6	Julcan	SENAMHI	En uso	Convencional	3170	8	2	33	78	29	9
7	Mollepata	SENAMHI	En uso	Convencional	2590	8	11	30	77	57	15
8	Quiruvilca	SENAMHI	En uso	Automatica	4047	8	0	15.1	78	18	28.43
9	Sinsicap	SENAMHI	En uso	Convencional	2140	7	51	3	78	45	21
10	Trujillo	SENAMHI	En uso	Convencional	44	8	6	43.3	78	59	6.36
11	Laredo	SENAMHI	Desactivado	Convencional	253	8	5	1	78	21	1

Fuente: *Senamhi*.

Para el desarrollo de la presente tesis, específicamente para el parámetro Precipitación en 24 horas, se ha seleccionado las siguientes estaciones:

Cuadro N°4: Estaciones Pluviométricas evaluadas

N°	Estacion	Operador	Estado	Periodo de disponibilidad de Informacion	Altitud (m.s.n.m.)
1	Callancas	SENAMHI	En uso	1971 - 2018	1532
2	Cachicadan	SENAMHI	En uso	1963 - 2018	2760
3	Huacamarçanga	SENAMHI	En uso	1971 - 2018	3883
4	Huangacocha	SENAMHI	En uso	1971 -2018	3595
5	Julcan	SENAMHI	En uso	1963 - 2018	3170
6	Quiruvilca	SENAMHI	En uso	1965 - 2018	4047
7	Sinsicap	SENAMHI	En uso	1963 - 2018	2140
8	Trujillo	SENAMHI	En uso	2006 - 2018	44

Fuente: *Elaboración Propia*.

El registro de los datos de precipitación en 24 horas de las estaciones evaluadas son los siguientes:

**Cuadro N°5: Precipitación en 24 Horas Estaciones evaluadas
(En mm/24h)**

AÑOS	CALLANCAS	CACHICADAN	HUACAMARCANGA	HUANGACOCHA	JULCAN	QUIRUVILCA	SINSICAP	LAREDO	TRUJILLO
1963		36.0			22.4		9.5		
1964		33.0			34.5		22.5		
1965		35.0			29.5	19.0	24.1		
1966		20.7			22.7	12.0	21.2	SD	
1967		27.4			23.3	13.0	96.4	5.0	
1968		23.9			12.3	13.0	15.6	SD	
1969		27.0			26.0	8.0	16.9	1.5	
1970		27.5			18.0	7.0	19.2	3.8	
1971	7.9	33.8	41.0	36.0	32.1	6.5	22.2	6.2	
1972	24.0	50.2	28.0	38.0	19.2	4.5	90.4	16.8	
1973	23.1	28.5	40.0	32.0	38.3	6.5	47.3	2.8	
1974	19.4	36.2	47.0	22.0	24.7	6.0	14.2	3.6	
1975	31.0	31.1	40.0	26.0	27.8	17.0	42.6	7.6	
1976	25.5	38.0	35.0	16.2	33.0	15.5	21.3	1.8	
1977	32.4	29.0	44.0	24.4	36.8	17.5	35.6	2.6	
1978	23.7	23.0	15.0	21.3	21.4	22.3	25.5	2.0	
1979	30.7	25.7	17.1	23.5	53.6	36.3	44.1	1.5	
1980	19.9	48.1	18.1	28.4	35.8	24.4	9.9	4.9	
1981	35.5	50.1	60.1	43.5	39.9	23.9	19.8	7.2	
1982	15.5	24.7	16.3	29.1	22.0	28.6	33.7	2.8	
1983	SD	SD	20.4	36.7	31.7	42.0	88.3	12.1	
1984	SD	SD	28.1	41.4	26.5	47.5	28.6	6.0	
1985	30.4	47.0	18.7	40.3	21.2	27.3	14.1	2.5	
1986	19.1	35.5	22.8	38.9	30.5	34.3	14.2	3.1	
1987	26.7	21.7	14.9	39.7	32.3	25.4	38.6	4.0	
1988	18.0	15.0	16.6	45.1	30.6	21.6	29.4	2.5	
1989	23.2	2.0	18.2	33.7	25.9	29.5	21.4	3.1	
1990	7.7	8.2	9.7	32.4	16.5	25.8	12.4	3.5	
1991	14.1	15.0	11.4	23.6	25.5	19.4	20.8	7.0	
1992	10.6	10.6	5.9	26.4	15.6	29.5	42.9	1.2	
1993	22.2	30.5	21.9	47.0	17.9	38.6	37.2	6.8	
1994	13.8	29.0	14.8	33.0	22.1	34.2	24.2	5.3	
1995	33.6	20.5	12.1	48.6	37.7	32.4	16.5	2.0	
1996	22.7	46.0	11.2	25.2	54.2	32.9	35.6	3.1	
1997	23.3	28.0	24.6	23.9	40.0	29.3	31.8	13.6	
1998	42.5	33.5	23.1	35.3	50.8	42.6	64.4	28.3	
1999	37.5	48.5	30.4	57.6	51.2	37.2	53.3	4.5	
2000	22.0	27.9	40.3	35.0	38.9	36.3	22.6	3.9	
2001	33.6	30.0	32.4	34.8	56.5	32.4	47.9	2.2	
2002	32.4	35.5	26.7	39.6	37.6	44.7	63.8	4.5	
2003	28.8	27.7	24.9	31.6	38.5	34.6	28.2	3.2	
2004	23.1	21.7	26.3	32.3	47.7	37.0	36.7		
2005	32.0	25.9	26.7	26.8	40.7	38.5	15.7		1.1
2006	19.6	36.4	40.8	29.8	41.0	31.2	63.9		13.8
2007	31.9	40.8	41.0	30.9	40.2	40.4	14.4		4.9
2008	31.9	26.4	37.7	30.6	45.9	32.2	48.0		2.6
2009	28.7	28.0	80.5	27.6	40.8	25.2	24.4		6.9
2010	61.7	37.6	53.3	37.6	35.0	35.3	49.7		9.8
2011	30.6	42.8	33.8	39.5	54.5	39.2	15.1		3.5
2012	28.8	36.6	89.8	28.3	40.3	28.9	25.3		8.9
2013	25.3	34.2	61.3	45.3	36.7	31.8	27.9		7.2
2014	18.6	45.8	41.0	49.3	31.1	20.0	19.3		5.8
2015	20.2	29.6	40.2	37.3	29.6	30.9	18.7		3.9
2016	18.3	28.5	42.8	38.1	30.8	38.2	35.1		8.5
2017	42.8	35.4		39.5	40.7	29.1	57.1		27.5
2018	32.7	60.0		29.1	32.6		18.2		2.4

Fuente: Senamhi.

Como se observa en el cuadro N.º 5, las estaciones de Callancas, Cachicadan, Huacamarcanga, Huangacocha, Julcan, Quiruvilca y Sinsicap, presentan más de 48 años de registro de información pluviométrica con registros hasta el año 2018, así mismo, se tiene las estaciones de Laredo, la cual cuenta con registros continuos desde 1969 al 2003 (34 años de registro) y la estación Trujillo, la cual es la que tiene un periodo muy corto de registros de solo 14 años.

Análisis de Correlación:

Con la finalidad de completar los registros faltantes de las estaciones evaluadas, se ha realizado el análisis de correlación de información, la cual tiene los siguientes resultados:

Cuadro N°6: Valor de Regresión del Análisis de Correlación

<i>ESTACION</i>	CALLANCAS	CACHICADAN	HUACAMARCANGA	HUANGACOCHA	JULCAN	QUIRUVILCA	SINSICAP	LAREDO
CALLANCAS								
CACHICADAN	0.35							
HUACAMARCANGA	0.31	0.36						
HUANGACOCHA	0.19	0.19	0.02					
JULCAN	0.50	0.30	0.25	0.04				
QUIRUVILCA	0.34	0.03	0.15	0.28	0.46			
SINSICAP	0.32	0.07	0.06	0.13	0.16	0.09		
LAREDO	0.29	0.25	0.08	0.09	0.14	0.15	0.47	

Fuente: Elaboración Propia.

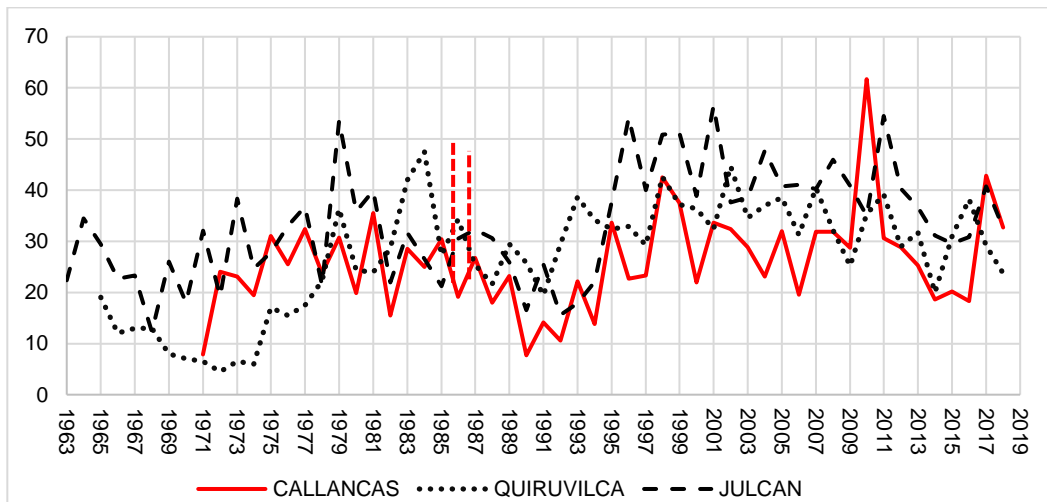
Del cuadro N.º 06, se observa que no hay correlación estadística entre las estaciones evaluadas.

Completado y extensión de la Información:

Teniendo en cuenta que no se tiene correlación estadística de las estaciones evaluadas, y teniendo en cuenta que se tiene pocos registros incompletos, se ha utilizado el método grafico para completar los datos de las estaciones Cachicadan y Callancas, el detalle es el siguiente:

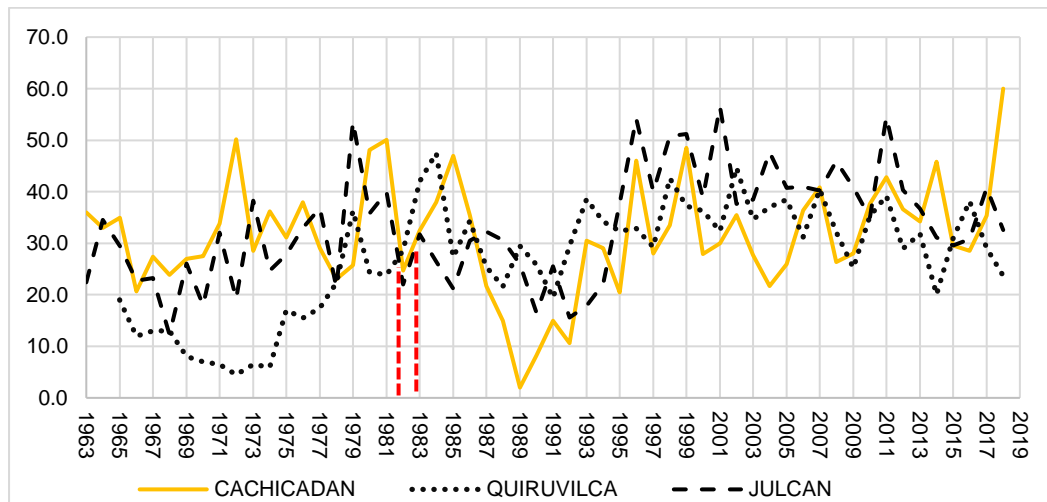
Con la finalidad de completar los registros faltantes de las estaciones evaluadas, se ha realizado el análisis de correlación de información, la cual tiene los siguientes resultados:

Gráfico N°1: Análisis Grafico para Completacion de Datos – Estación Callancas



Fuente: Elaboración Propia.

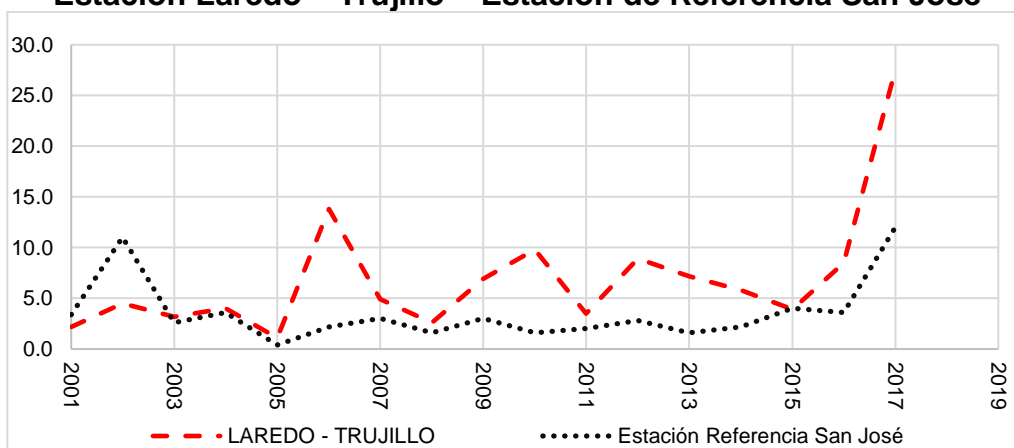
Gráfico N°2: Análisis Grafico para Completacion de Datos – Estación Chachicadan



Fuente: Elaboración Propia.

Estación Laredo – Trujillo , Teniendo en cuenta que no se tiene registros suficientes para extender y/o completar los registros de las estaciones de Laredo y Trujillo, estaciones con información de mucha importancia para el estudio, ya que son las únicas estaciones en la zona costera regional, por ello, teniendo en cuenta que ambas estaciones se encuentran muy cercanas y en el mismo piso altitudinal, y tienen información que se complementan, se ha procedido a unir dicha información, completando los registros de forma gráfica con los datos de la estación de referencia San José, los resultados son los siguientes:

Gráfico N°3: Análisis Grafico para Completacion de Datos – Estación Laredo – Trujillo – Estación de Referencia San José



Fuente: Elaboración Propia.

En el cuadro N.º 7 se muestran los registros completados de las estaciones evaluada.

Según la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial – OMM (Volumen II: Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas - Tabla II.5.5 (OMM N°168 – 2011), se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajuste de la Frecuencia de observación diaria, según la tabla siguiente.

Tabla 23: Factor de Ajuste por frecuencia de observación diaria

Numero de observaciones / día	1	2	3 - 4	5 - 8	9 - 24	>24
Factor de ajuste (K)	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

Fuente: Organización Meteorológica Mundial.

Los registros de precipitación en las estaciones evaluadas han sido obtenidos mediante pluviómetros con dos lecturas diarias (a las 07 y a las 19 horas), lo que puede provocar que los registros máximos sean subestimando. Para tomar en cuenta este efecto, los valores obtenidos del análisis de frecuencias se han afectado por el factor de ajuste $K=1.04$ indicado en la Tabla anterior, siendo estos valores los que intervendrán en el cálculo de las máximas avenidas. (Ver Cuadro N°8).

Análisis de Distribución o Frecuencia Estadística:

El análisis de distribución o frecuencia de la precipitación en 24 horas, fue realizado para diferentes modelos de distribuciones probabilísticas, aplicando la prueba de bondad de ajuste por el método de Kolmogórov-Smirnov utilizando para ello el software Hydrognomon, el resumen de los resultados son los siguientes:

**Cuadro N°7 Precipitación en 24 Horas Completado y Extendido
(En mm/24h)**

AÑOS	CALLANCAS	CACHICADAN	HUACAMARCANGA	HUANGACOCHA	JULCAN	QUIRUVILCA	SINSICAP	LAREDO - TRUJILLO
1963		36.0			22.4		9.5	
1964		33.0			34.5		22.5	
1965		35.0			29.5	19.0	24.1	
1966		20.7			22.7	12.0	21.2	
1967		27.4			23.3	13.0	96.4	
1968		23.9			12.3	13.0	15.6	
1969		27.0			26.0	8.0	16.9	1.5
1970		27.5			18.0	7.0	19.2	3.8
1971	7.9	33.8	41.0	36.0	32.1	6.5	22.2	6.2
1972	24.0	50.2	28.0	38.0	19.2	4.5	90.4	16.8
1973	23.1	28.5	40.0	32.0	38.3	6.5	47.3	2.8
1974	19.4	36.2	47.0	22.0	24.7	6.0	14.2	3.6
1975	31.0	31.1	40.0	26.0	27.8	17.0	42.6	7.6
1976	25.5	38.0	35.0	16.2	33.0	15.5	21.3	1.8
1977	32.4	29.0	44.0	24.4	36.8	17.5	35.6	2.6
1978	23.7	23.0	15.0	21.3	21.4	22.3	25.5	2.0
1979	30.7	25.7	17.1	23.5	53.6	36.3	44.1	1.5
1980	19.9	48.1	18.1	28.4	35.8	24.4	9.9	4.9
1981	35.5	50.1	60.1	43.5	39.9	23.9	19.8	7.2
1982	15.5	24.7	16.3	29.1	22.0	28.6	33.7	2.8
1983	28.5	32.5	20.4	36.7	31.7	42.0	88.3	12.1
1984	25.0	38.0	28.1	41.4	26.5	47.5	28.6	6.0
1985	30.4	47.0	18.7	40.3	21.2	27.3	14.1	2.5
1986	19.1	35.5	22.8	38.9	30.5	34.3	14.2	3.1
1987	26.7	21.7	14.9	39.7	32.3	25.4	38.6	4.0
1988	18.0	15.0	16.6	45.1	30.6	21.6	29.4	2.5
1989	23.2	2.0	18.2	33.7	25.9	29.5	21.4	3.1
1990	7.7	8.2	9.7	32.4	16.5	25.8	12.4	3.5
1991	14.1	15.0	11.4	23.6	25.5	19.4	20.8	7.0
1992	10.6	10.6	5.9	26.4	15.6	29.5	42.9	1.2
1993	22.2	30.5	21.9	47.0	17.9	38.6	37.2	6.8
1994	13.8	29.0	14.8	33.0	22.1	34.2	24.2	5.3
1995	33.6	20.5	12.1	48.6	37.7	32.4	16.5	2.0
1996	22.7	46.0	11.2	25.2	54.2	32.9	35.6	3.1
1997	23.3	28.0	24.6	23.9	40.0	29.3	31.8	13.6
1998	42.5	33.5	23.1	35.3	50.8	42.6	64.4	28.3
1999	37.5	48.5	30.4	57.6	51.2	37.2	53.3	4.5
2000	22.0	27.9	40.3	35.0	38.9	36.3	22.6	3.9
2001	33.6	30.0	32.4	34.8	56.5	32.4	47.9	2.2
2002	32.4	35.5	26.7	39.6	37.6	44.7	63.8	4.5
2003	28.8	27.7	24.9	31.6	38.5	34.6	28.2	3.2
2004	23.1	21.7	26.3	32.3	47.7	37.0	36.7	4.0
2005	32.0	25.9	26.7	26.8	40.7	38.5	15.7	1.1
2006	19.6	36.4	40.8	29.8	41.0	31.2	63.9	13.8
2007	31.9	40.8	41.0	30.9	40.2	40.4	14.4	4.9
2008	31.9	26.4	37.7	30.6	45.9	32.2	48.0	2.6
2009	28.7	28.0	80.5	27.6	40.8	25.2	24.4	6.9
2010	61.7	37.6	53.3	37.6	35.0	35.3	49.7	9.8
2011	30.6	42.8	33.8	39.5	54.5	39.2	15.1	3.5
2012	28.8	36.6	89.8	28.3	40.3	28.9	25.3	8.9
2013	25.3	34.2	61.3	45.3	36.7	31.8	27.9	7.2
2014	18.6	45.8	41.0	49.3	31.1	20.0	19.3	5.8
2015	20.2	29.6	40.2	37.3	29.6	30.9	18.7	3.9
2016	18.3	28.5	42.8	38.1	30.8	38.2	35.1	8.5
2017	42.8	35.4		39.5	40.7	29.1	57.1	27.5
2018	32.7	60.0		29.1	32.6		18.2	2.4

Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro N°8: Precipitación en 24 Horas Reajustado - OMM
(En mm/24h)**

AÑOS	CALLANCAS	CACHICADAN	HUACAMARCANGA	HUANGACOCCHA	JULCAN	QUIRUVILCA	SINSICAP	LAREDO - TRUJILLO
1963		37.4			23.3		9.9	
1964		34.3			35.9		23.4	
1965		36.4			30.7	19.8	25.1	
1966		21.5			23.6	12.5	22.0	
1967		28.5			24.2	13.5	100.3	
1968		24.9			12.8	13.5	16.2	
1969		28.1			27.0	8.3	17.6	1.6
1970		28.6			18.7	7.3	20.0	4.0
1971	8.2	35.2	42.6	37.4	33.4	6.8	23.1	6.4
1972	25.0	52.2	29.1	39.5	20.0	4.7	94.0	17.5
1973	24.0	29.6	41.6	33.3	39.8	6.8	49.2	2.9
1974	20.2	37.6	48.9	22.9	25.7	6.2	14.8	3.7
1975	32.2	32.3	41.6	27.0	28.9	17.7	44.3	7.9
1976	26.5	39.5	36.4	16.8	34.3	16.1	22.2	1.9
1977	33.7	30.2	45.8	25.4	38.3	18.2	37.0	2.7
1978	24.6	23.9	15.6	22.2	22.3	23.2	26.5	2.1
1979	31.9	26.7	17.8	24.4	55.7	37.8	45.9	1.6
1980	20.7	50.0	18.8	29.5	37.2	25.4	10.3	5.1
1981	36.9	52.1	62.5	45.2	41.5	24.9	20.6	7.5
1982	16.1	25.7	17.0	30.3	22.9	29.7	35.0	2.9
1983	29.6	33.8	21.2	38.2	33.0	43.7	91.8	12.6
1984	26.0	39.5	29.2	43.1	27.6	49.4	29.7	6.2
1985	31.6	48.9	19.4	41.9	22.0	28.4	14.7	2.6
1986	19.9	36.9	23.7	40.5	31.7	35.7	14.8	3.2
1987	27.8	22.6	15.5	41.3	33.6	26.4	40.1	4.2
1988	18.7	15.6	17.3	46.9	31.8	22.5	30.6	2.6
1989	24.1	2.1	18.9	35.0	26.9	30.7	22.3	3.2
1990	8.0	8.5	10.1	33.7	17.2	26.8	12.9	3.6
1991	14.7	15.6	11.9	24.5	26.5	20.2	21.6	7.3
1992	11.0	11.0	6.1	27.5	16.2	30.7	44.6	1.2
1993	23.1	31.7	22.8	48.9	18.6	40.1	38.7	7.1
1994	14.4	30.2	15.4	34.3	23.0	35.6	25.2	5.5
1995	34.9	21.3	12.6	50.5	39.2	33.7	17.2	2.1
1996	23.6	47.8	11.6	26.2	56.4	34.2	37.0	3.2
1997	24.2	29.1	25.6	24.9	41.6	30.5	33.1	14.1
1998	44.2	34.8	24.0	36.7	52.8	44.3	67.0	29.4
1999	39.0	50.4	31.6	59.9	53.2	38.7	55.4	4.7
2000	22.9	29.0	41.9	36.4	40.5	37.8	23.5	4.1
2001	34.9	31.2	33.7	36.2	58.8	33.7	49.8	2.3
2002	33.7	36.9	27.8	41.2	39.1	46.5	66.4	4.7
2003	30.0	28.8	25.9	32.9	40.0	36.0	29.3	3.3
2004	24.0	22.6	27.4	33.6	49.6	38.5	38.2	4.2
2005	33.3	26.9	27.8	27.9	42.3	40.0	16.3	1.1
2006	20.4	37.9	42.4	31.0	42.6	32.4	66.5	14.4
2007	33.2	42.4	42.6	32.1	41.8	42.0	15.0	5.1
2008	33.2	27.5	39.2	31.8	47.7	33.5	49.9	2.7
2009	29.8	29.1	83.7	28.7	42.4	26.2	25.4	7.2
2010	64.2	39.1	55.4	39.1	36.4	36.7	51.7	10.2
2011	31.8	44.5	35.2	41.1	56.7	40.8	15.7	3.6
2012	30.0	38.1	93.4	29.4	41.9	30.1	26.3	9.3
2013	26.3	35.6	63.8	47.1	38.2	33.1	29.0	7.5
2014	19.3	47.6	42.6	51.3	32.3	20.8	20.1	6.0
2015	21.0	30.8	41.8	38.8	30.8	32.1	19.4	4.1
2016	19.0	29.6	44.5	39.6	32.0	39.7	36.5	8.8
2017	44.5	36.8		41.1	42.3	30.3	59.4	28.6
2018	34.0	62.4		30.3	33.9		18.9	2.5

Fuente: Senamhi.

Análisis de Distribución o Frecuencia Estadística:

El análisis de distribución o frecuencia de la precipitación en 24 horas, fue realizado para diferentes modelos de distribuciones probabilísticas, aplicando la prueba de bondad de ajuste por el método de Kolmogórov-Smirnov utilizando para ello el software Hydrognomon, el resumen de los resultados son los siguientes:

Cuadro N°9: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Callancas

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	79.1531%	0.09329
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.3795%	0.08263
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.4545%	0.09393
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.7922%	0.08212
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	27.6574%	0.14288
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	22.8495%	0.14970
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.1191%	0.07757
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.3505%	0.08267
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	21.8613%	0.15123
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.4309%	0.09487
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	14.8087%	0.16408
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	43.5934%	0.12495
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	74.8641%	0.09718
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.9881%	0.08428
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.9220%	0.08967
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	%	0.47687
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.0324%	0.07916
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.9795%	0.08312
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.1152%	0.09516
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	16.5073%	0.16060
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	43.5151%	0.12503
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.0616%	0.08642
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.35230%	0.20580
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	30.7387%	0.13896
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	69.3347%	0.10200
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	36.7372%	0.13203
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.9456%	0.09063

Fuente: *Elaboración Propia.*

Cuadro N°10: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Cachicadan

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.3207%	0.08029
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	90.0985%	0.07621
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	54.1301%	0.10714
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	8.55892%	0.16774
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.95009%	0.18719
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	65.9858%	0.09763
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.3207%	0.08029
Log Pearson III	REJECT	REJECT	REJECT	0.00004%	0.37038
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	54.2863%	0.10701
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	29.8387%	0.13022
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	45.2910%	0.11469
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.6995%	0.08375
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.0024%	0.08873
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	76.4441%	0.08920
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.03697%	0.27704
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.7392%	0.07883
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.7839%	0.07982
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	49.2020%	0.11127
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	8.67689%	0.16737
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	46.1553%	0.11392
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.8045%	0.07980
Pareto (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.00012%	0.35751
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	39.4127%	0.12013
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	65.0501%	0.09837
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	20.5880%	0.14244
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	69.6441%	0.09473

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°11: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Huacamarcanga

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	65.3642%	0.10709
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	61.1988%	0.11073
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	67.5246%	0.10520
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.1976%	0.08405
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	57.8174%	0.11372
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	66.7422%	0.10588
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.4462%	0.07644
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.7805%	0.08332
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	70.8524%	0.10227
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.3046%	0.07988
EV2-Max	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.91044%	0.20562
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	11.2304%	0.17574
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.1734%	0.07856
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.8582%	0.08565
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	90.7591%	0.08204
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.43553%	0.25694
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.5315%	0.09140
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.3328%	0.07664
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	91.7894%	0.08062
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	19.4022%	0.15803
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	11.0957%	0.17611
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.0644%	0.07531
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	25.1827%	0.14883
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	51.3351%	0.11959
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	34.4527%	0.13688
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	62.4843%	0.10961
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	31.8452%	0.13999

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°12: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Huangacocha

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9961%	0.04530
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9945%	0.04597
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.4976%	0.05965
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.000%	0.04119
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	28.9669%	0.14118
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	37.5182%	0.13119
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9955%	0.04557
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.000%	0.04072
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.5221%	0.07343
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	91.7062%	0.07962
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	42.3165%	0.12622
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	55.9900%	0.11350
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.5704%	0.05894
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.000%	0.04163
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.000%	0.04202
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.05421%	0.29192
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.000%	0.03882
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9987%	0.04334
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.0283%	0.07612
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	40.6427%	0.12791
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	59.8135%	0.11017
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.6471%	0.05810
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.22461%	0.22981
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	47.0910%	0.12158
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.8762%	0.07465
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	52.4465%	0.11665
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.2868%	0.07388

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°13: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Julcan

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.8252%	0.07874
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	84.9903%	0.08160
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	80.8766%	0.08540
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.8869%	0.07122
Exponential	ACCEPT	REJECT	REJECT	2.98446%	0.19376
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	14.5714%	0.15291
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.6731%	0.06622
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.6137%	0.07163
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	51.1626%	0.10961
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	71.0109%	0.09363
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	10.6783%	0.16174
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	54.1664%	0.10711
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.9800%	0.08441
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	91.2759%	0.07479
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.0873%	0.07951
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	9.76114%	0.16420
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.1949%	0.07724
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	85.8963%	0.08071
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.0427%	0.08785
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	18.0761%	0.14648
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	54.8482%	0.10655
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	79.8721%	0.08628
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	24.2628%	0.13718
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	24.4821%	0.13688
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	74.1587%	0.09108
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	36.3667%	0.12315
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	68.6070%	0.09555

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°14: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Quiruvilca

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	57.5529%	0.10726
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	58.2650%	0.10667
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	5.38818%	0.18465
Exponential	REJECT	REJECT	REJECT	0.64897%	0.23251
Exponential (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.83803%	0.22727
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	13.2694%	0.15997
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	27.2295%	0.13707
Log Pearson III	REJECT	REJECT	REJECT	0.14656%	0.26096
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.15315%	0.17726
EV2-Max	REJECT	REJECT	REJECT	0.22772%	0.25287
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.7202%	0.06190
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	38.5633%	0.12433
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.6396%	0.07359
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.8453%	0.07328
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.1378%	0.07113
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.3157%	0.05871
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.6272%	0.05606
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.88189%	0.17466
EV2-Max (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.16111%	0.25924
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.8319%	0.05309
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	38.3494%	0.12455
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.1847%	0.07274
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.11158%	0.22133
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.8158%	0.07480
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.51332%	0.21465
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.3852%	0.07397

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°15: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Sinsicap

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	15.4664%	0.15116
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	10.6880%	0.16172
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	91.4052%	0.07463
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.1180%	0.08779
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9984%	0.04096
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.000%	0.03825
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	74.0089%	0.09121
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	90.7697%	0.07541
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.3605%	0.05681
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	62.1030%	0.10071
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	6.24864%	0.17591
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.11857%	0.21519
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	47.6840%	0.11258
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	70.3738%	0.09414
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	91.0825%	0.07503
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.7327%	0.06609
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.8879%	0.05948
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9278%	0.04906
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	55.0881%	0.10635
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	62.5400%	0.10036
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.01293%	0.21724
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	55.2538%	0.10622
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	60.7038%	0.10182
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	80.3874%	0.08583
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	6.16718%	0.17625
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	91.3729%	0.07467
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	4.37414%	0.18474

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°16: Prueba de Bondad de Ajuste – Método Kolmogórov-Smirnov - Precipitación en 24 Horas – Estación Laredo – Trujillo

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	REJECT	REJECT	4.02323%	0.19764
Normal (L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.67426%	0.19992
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.8694%	0.06304
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	60.6685%	0.10779
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	24.1660%	0.14531
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	80.4423%	0.09078
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	22.0964%	0.14838
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	54.4523%	0.11310
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9842%	0.04790
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	13.9968%	0.16307
EV2-Max	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.18019%	0.22655
EV1-Min (Gumbel)	REJECT	REJECT	REJECT	0.23452%	0.25978
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	19.7999%	0.15204
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	51.6562%	0.11556
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	58.9946%	0.10921
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	56.6230%	0.11123
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9860%	0.04762
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.7205%	0.08230
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	27.9957%	0.14012
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.9049%	0.08209
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.19061%	0.26374
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	68.1283%	0.10153
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	21.1945%	0.14978
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	48.9578%	0.11798
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.05649%	0.22898
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	57.8277%	0.11020
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.09172%	0.22827

Fuente: Elaboración propia.

Con el ajuste realizado a los principales modelos de distribución estadística, ha obtenido los valores proyectados para diferentes periodos de retorno, los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro N°17: Precipitación en 24 Horas por periodo de Retorno Estaciones Evaluadas

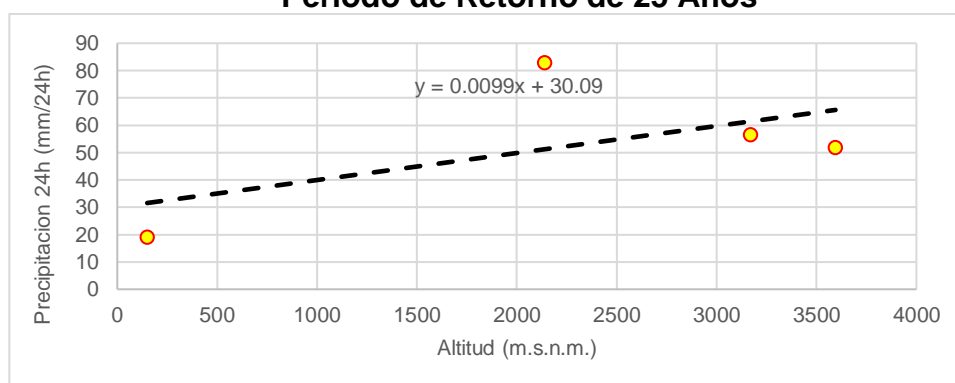
ESTACION	MODELO ESTADISTICO	PERIODO RETORNO (AÑOS)					
		25	50	100	140	200	500
Callancas	Gamma	46.70	51.14	55.35	57.32	59.38	64.51
Cachicadan	Normal	52.44	55.86	58.93	60.33	61.74	65.15
Huacamarcanga	Gamma	70.82	80.47	89.81	94.25	98.91	110.67
Huangacocha	Pearson III	51.81	55.14	58.23	59.67	61.15	64.79
Julcan	Gamma	56.40	61.20	65.73	67.85	70.06	75.54
Quiruvilca	GEV-Max	45.56	47.05	48.09	48.48	48.82	49.46
Sinsicap	Exponential	82.72	97.90	113.08	120.45	128.26	148.32
Laredo - Trujillo	Log Pearson III	18.89	25.37	33.44	38.02	43.43	60.31

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de Regionalización de la Precipitación en 24 horas

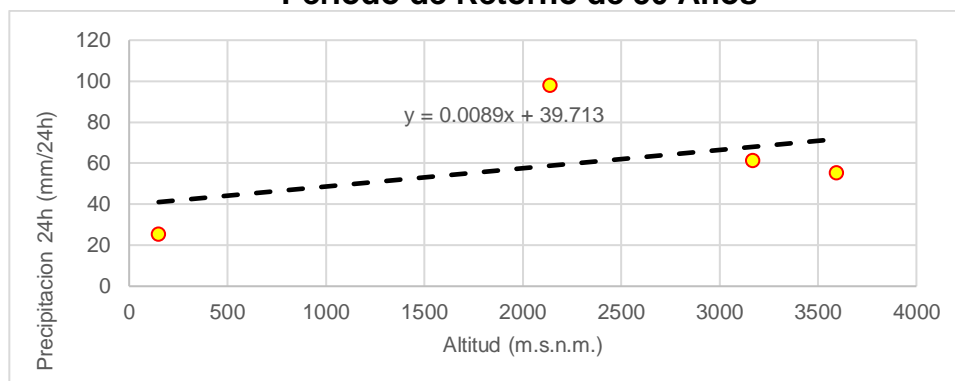
Considerando que no se cuenta con ninguna estación meteorológica oficial cercana a la cuenca de la Quebrada Rinconada y que de acuerdo al análisis de la información realizada, para contar con información razonablemente adaptada a la cuenca en estudio especialmente en la zona costera, se ha considerado realizar una regionalización del comportamiento de la precipitación de acuerdo a la altitud de la estación, con lo cual fue establecido una tendencia para cada periodo de retorno, las estaciones consideradas en este análisis son : Sinsicap, Huangacocha , Julcan y Laredo - Trujillo, no se considera la información de la estación Huacamarcanga, Callancas, Cachicadan, Huamachuco, Mollepata y Quiruvilca, por encontrarse muy alejada de la zona estudio y su información se encuentra fuera de la correlación y/o tendencia respecto al resto de estaciones, ocasionado distorsiona el análisis. El detalle es el siguiente:

Gráfico N°4: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 25 Años



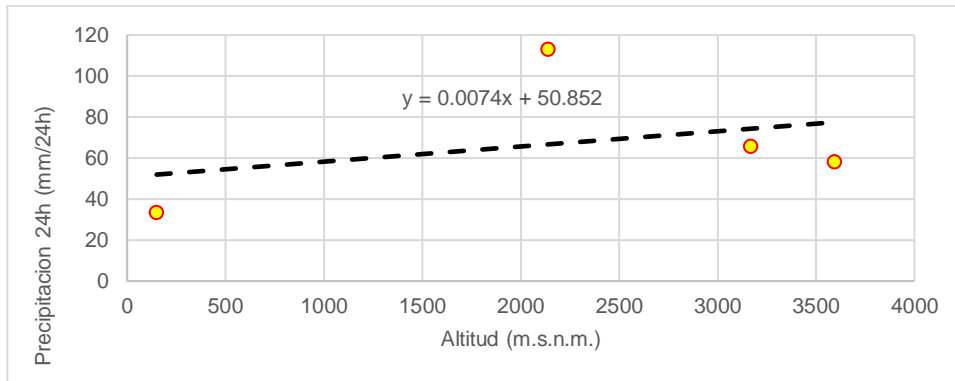
Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°5: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 50 Años



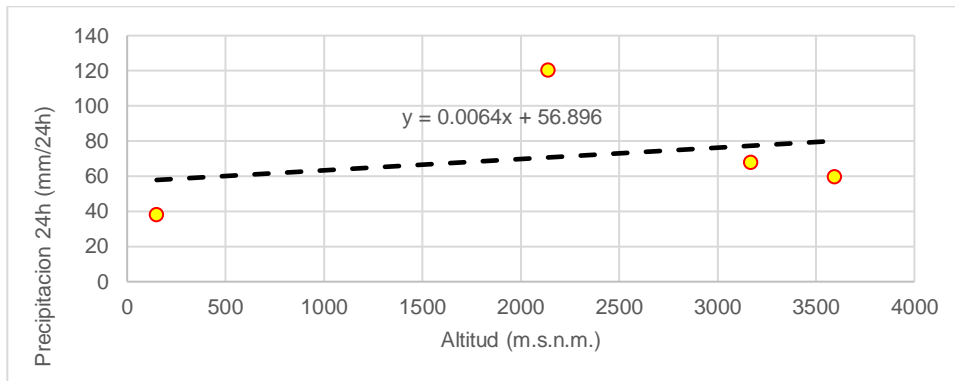
Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°6: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 100 Años



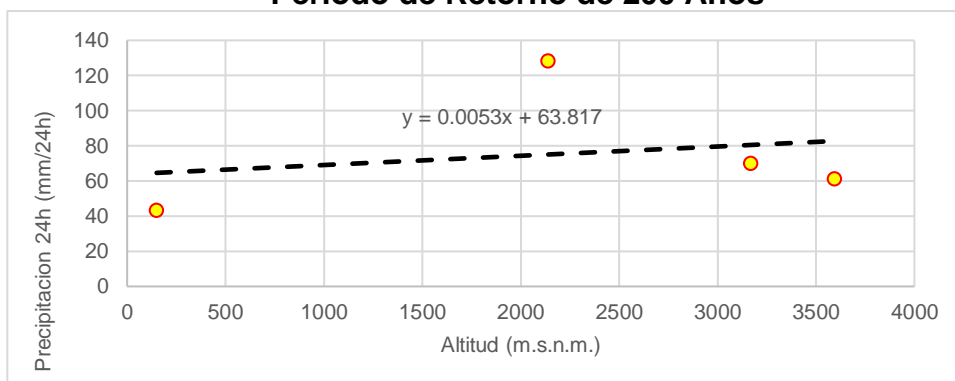
Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°7: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 140 Años



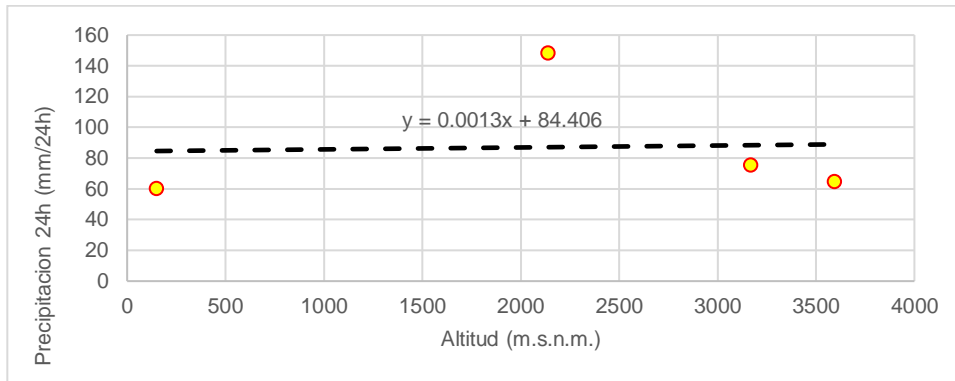
Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°8: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 200 Años



Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°9: Análisis de Precipitación 24 Horas Regional – Periodo de Retorno de 500 Años

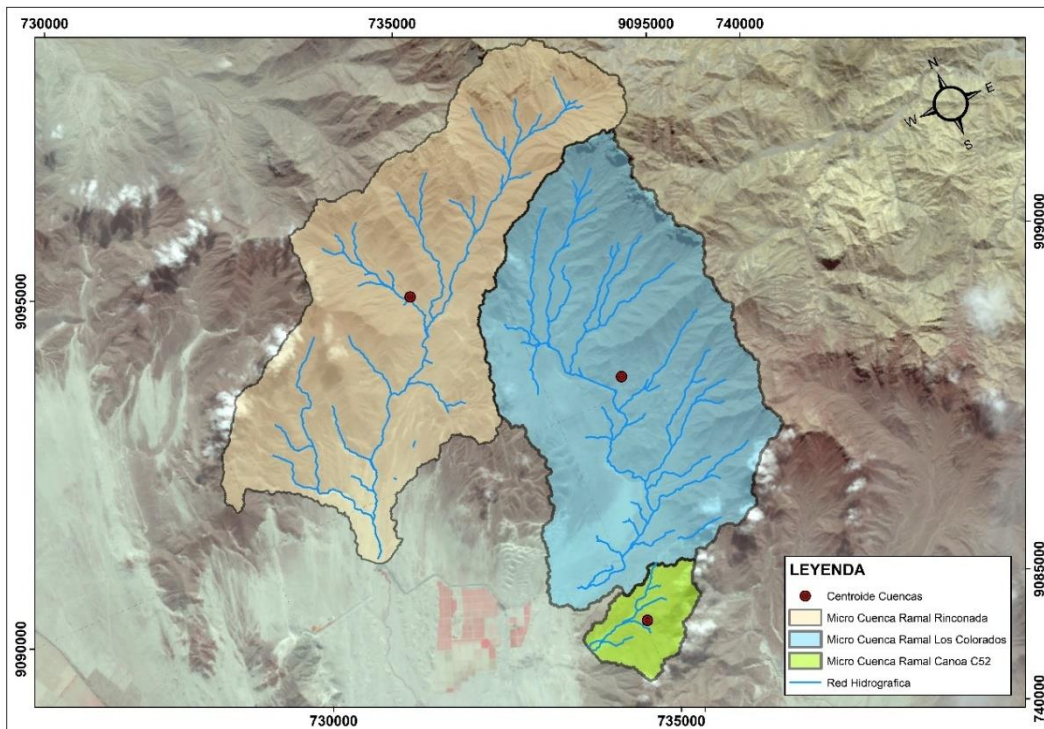


Fuente: *Elaboración Propia.*

Determinación de la Precipitación en la Cuenca

Considerando el análisis anterior, se ha estimado la precipitación máxima diaria para cada periodo de retorno para los tres ramales de la quebrada Rinconada previamente delimitados de acuerdo a su altitud y ubicación según detalle:

Figura 56: Distribución de Subcuencas por Altitud – Determinación de centroides



Fuente: *Elaboración Propia.*

Cuadro N°18: Ubicación y Altitud de Estaciones Generadas por Altitud

Micro Cuenca	Altitud (m.s.n.m)	Centroide	
Rinconada	620	733645.87	9092729.36
Los Colorados	550	736191.53	9090269.77
C52	280	735052.41	9086602.69

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°19: Precipitación en 24 Horas de Estaciones Generadas por Altitud

Periodo de Retorno	Precipitación en 24 hr (mm/24 hr)		
	Ramal Rinconada	Ramal Los Colorados	Ramal C52
25	36.23	35.54	32.86
50	40.26	40.20	39.96
100	55.44	54.92	52.92
140	60.86	60.42	58.69
200	67.10	66.73	65.30
500	85.21	85.12	84.77

Fuente: Elaboración propia.

Tormenta de Diseño:

Una vez obtenidas las precipitaciones, se realiza el procesamiento de los datos para distintos tiempos de duración y para variados tiempos de retorno, esto nos permitirá calcular precipitaciones de diseño para distintos periodos de retorno y para distintos periodos de duración de las lluvias serán calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (107)$$

Donde

- P_d : precipitación Total (mm)
- d : duración en minutos
- P_{24h} : precipitación máxima en 24 horas (mm)

Cuadro N°20: Precipitaciones de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Rinconada

Precipitaciones Máximas para Duración de 24 Hrs													
T años	Pmax 24 Horas	Duración en minutos											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
25	36.23	8.79	10.46	11.57	12.44	13.15	13.76	14.30	14.79	15.23	15.64	16.02	16.37
50	40.26	9.77	11.62	12.06	13.82	14.62	15.30	15.90	16.44	16.93	17.38	17.80	18.19
100	55.44	13.46	16.00	16.77	19.03	20.12	21.06	21.89	22.63	23.31	23.93	24.51	25.05
140	60.86	14.77	17.57	19.99	20.89	22.09	23.12	24.03	24.85	25.59	26.27	26.91	27.50
200	67.10	16.29	19.37	23.03	23.04	24.36	25.49	26.50	27.39	28.21	28.97	29.66	30.32
500	85.21	20.68	24.60	30.30	29.25	30.93	32.37	33.65	34.79	35.83	36.78	37.67	38.50

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°21: Precipitaciones de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Los Colorados

Precipitaciones Máximas para Duración de 24 Hrs													
T años	Pmax 24 Horas	Duración en minutos											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
25	36.23	8.63	10.26	11.35	12.20	12.90	13.50	14.03	14.51	14.94	15.34	15.71	16.05
50	40.26	9.76	11.61	11.98	13.80	14.59	15.27	15.87	16.41	16.90	17.35	17.77	18.16
100	55.44	13.33	15.85	16.59	18.85	19.94	20.87	21.69	22.42	23.09	23.71	24.28	24.81
140	60.86	14.67	17.44	19.79	20.74	21.93	22.95	23.85	24.66	25.40	26.08	26.71	27.30
200	67.10	16.20	19.26	22.85	22.91	24.22	25.35	26.35	27.24	28.06	28.81	29.50	30.15
500	85.21	20.66	24.57	30.21	29.22	30.90	32.34	33.61	34.75	35.79	36.74	37.63	38.46

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°22: Precipitaciones de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal C52

Precipitaciones Máximas para Duración de 24 Hrs													
T años	Pmax 24 Horas	Duración en minutos											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
25	32.86	7.98	9.49	10.50	11.28	11.93	12.48	12.98	13.42	13.82	14.19	14.53	14.85
50	39.96	9.70	11.54	11.68	13.72	14.51	15.18	15.78	16.31	16.80	17.25	17.67	18.05
100	52.92	12.85	15.28	15.88	18.17	19.21	20.11	20.90	21.61	22.25	22.85	23.40	23.91
140	58.69	14.25	16.94	19.02	20.15	21.30	22.30	23.17	23.96	24.68	25.33	25.94	26.52
200	65.30	15.85	18.85	22.14	22.42	23.70	24.81	25.78	26.66	27.46	28.19	28.87	29.50
500	84.77	20.58	24.47	29.85	29.10	30.77	32.21	33.47	34.61	35.64	36.59	37.48	38.30

Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculadas las precipitaciones de diseño se procede a calcular los valores de las intensidades de diseño para distintos tiempos de

retorno y para distintos tiempos de duración de la lluvia. La fórmula para calcular el valor de las intensidades es:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad (108)$$

Donde

T_d : tiempo de duración

P : precipitación (mm)

Cuadro N°23: Intensidades de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Rinconada

Intensidades Máximas para Duración de 24 Hrs													
T años	Pmax 24 Horas	Duración en minutos											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
25	36.23	105.53	62.75	46.30	37.31	31.56	27.53	24.52	22.19	20.31	18.77	17.47	16.37
50	40.26	117.29	69.74	48.22	41.47	35.08	30.59	27.25	24.66	22.57	20.86	19.42	18.19
100	55.44	161.49	96.02	67.08	57.10	48.30	42.13	37.53	33.95	31.08	28.72	26.74	25.05
140	60.86	177.29	105.42	79.98	62.68	53.02	46.25	41.20	37.27	34.12	31.53	29.35	27.50
200	67.10	195.47	116.23	92.14	69.11	58.46	50.99	45.42	41.09	37.62	34.76	32.36	30.32
500	85.21	248.22	147.59	121.22	87.76	74.23	64.75	57.68	52.18	47.77	44.14	41.10	38.50

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°24: Intensidades de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal Los Colorados

Intensidades Máximas para Duración de 24 Hrs													
T años	Pmax 24 Horas	Duración en minutos											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
25	35.54	103.51	61.55	45.41	36.60	30.96	27.00	24.05	21.76	19.92	18.41	17.14	16.05
50	40.20	117.11	69.63	47.92	41.40	35.02	30.55	27.21	24.62	22.54	20.83	19.39	18.16
100	54.92	159.99	95.13	66.35	56.56	47.85	41.73	37.18	33.63	30.79	28.45	26.49	24.81
140	60.42	175.99	104.64	79.17	62.22	52.63	45.91	40.89	37.00	33.87	31.30	29.14	27.30
200	66.73	194.39	115.58	91.40	68.73	58.14	50.71	45.17	40.86	37.41	34.57	32.18	30.15
500	85.12	247.95	147.43	120.84	87.66	74.16	64.68	57.62	52.13	47.72	44.09	41.05	38.46

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°25: Intensidades de Diseño para duración de 24 Hrs – Ramal C52

Intensidades Máximas para Duración de 24 Hrs													
T años	Pmax 24 Horas	Duración en minutos											
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
25	32.86	95.73	56.92	41.99	33.84	28.63	24.97	22.24	20.12	18.42	17.02	15.85	14.85
50	39.96	116.41	69.22	46.71	41.16	34.81	30.36	27.05	24.47	22.40	20.70	19.27	18.05
100	52.92	154.16	91.67	63.53	54.51	46.11	40.21	35.82	32.41	29.67	27.41	25.52	23.91
140	58.69	170.96	101.65	76.08	60.44	51.13	44.59	39.72	35.94	32.90	30.40	28.30	26.52
200	65.30	190.22	113.10	88.55	67.25	56.89	49.62	44.20	39.99	36.61	33.83	31.49	29.50
500	84.77	246.93	146.83	119.40	87.30	73.85	64.41	57.38	51.91	47.52	43.91	40.88	38.30

Fuente: Elaboración propia

Calculadas las intensidades para distintos tiempos de duración y para variados periodos de retorno, se procede a calcular las intensidades de diseño para un tiempo de duración específico y para periodos de retorno. La fórmula usada para el cálculo de dichas intensidades de diseño es la siguiente:

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \quad (109)$$

Donde

- I : Intensidad máxima de diseño (mm/h)
- K, m y n : factores característicos de la zona de estudio
- T : período de retorno en años
- t : duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

En el siguiente Cuadro se puede observar las intensidades máximas de diseño para distintos tiempos de retorno.

Cuadro N°26: Valores de intensidad para cada periodo de retorno en función de 1 hora – Ramal Rinconada

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Tr = 25	102.80	61.13	45.10	36.35	30.74	26.82	23.89	21.61	19.78	18.28	17.02	15.94
Tr = 50	126.72	75.35	55.59	44.80	37.90	33.05	29.45	26.64	24.39	22.53	20.98	19.65
Tr = 100	156.20	92.88	68.52	55.22	46.71	40.74	36.30	32.84	30.06	27.78	25.86	24.23
Tr = 140	172.89	102.80	75.85	61.13	51.71	45.10	40.17	36.35	33.27	30.74	28.62	26.82
Tr = 200	192.54	114.48	84.46	68.07	57.58	50.22	44.74	40.48	37.05	34.24	31.88	29.86
Tr = 500	253.86	150.95	111.37	89.75	75.92	66.22	58.99	53.37	48.86	45.14	42.03	39.37

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°27: Valores de intensidad para cada periodo de retorno en función de 1 hora – Ramal Los Colorados

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Tr = 25	101.39	60.29	44.48	35.85	30.32	26.45	23.56	21.32	19.51	18.03	16.79	15.73
Tr = 50	125.36	74.54	54.99	44.32	37.49	32.70	29.13	26.35	24.13	22.29	20.75	19.44
Tr = 100	154.99	92.16	67.99	54.80	46.35	40.43	36.01	32.58	29.83	27.56	25.66	24.04
Tr = 140	171.80	102.15	75.37	60.74	51.38	44.81	39.92	36.12	33.06	30.55	28.44	26.65
Tr = 200	191.62	113.94	84.06	67.75	57.31	49.98	44.53	40.28	36.88	34.08	31.72	29.72
Tr = 500	253.66	150.82	111.28	89.68	75.86	66.17	58.94	53.32	48.82	45.11	42.00	39.34

Fuente: Elaboración propia.

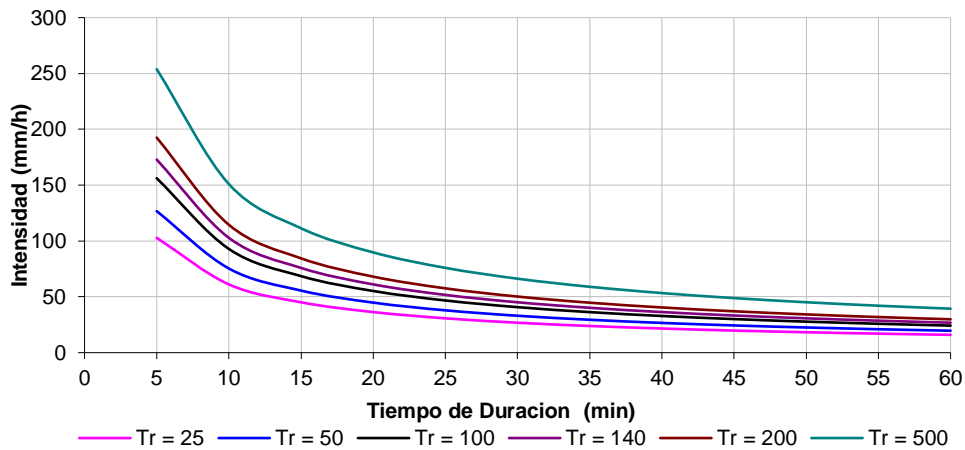
Cuadro N°28: Valores de intensidad para cada periodo de retorno en función de 1 hora – Ramal C52

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Tr = 25	95.93	57.04	42.08	33.92	28.69	25.02	22.29	20.17	18.46	17.06	15.88	14.88
Tr = 50	120.06	71.39	52.67	42.45	35.91	31.32	27.90	25.24	23.11	21.35	19.88	18.62
Tr = 100	150.26	89.34	65.92	53.12	44.94	39.19	34.92	31.59	28.92	26.72	24.88	23.31
Tr = 140	167.55	99.63	73.50	59.24	50.11	43.70	38.93	35.22	32.24	29.79	27.74	25.99
Tr = 200	188.06	111.82	82.50	66.49	56.24	49.05	43.70	39.53	36.19	33.44	31.13	29.17
Tr = 500	252.99	150.43	110.98	89.45	75.66	65.99	58.79	53.18	48.69	44.99	41.89	39.24

Fuente: *Elaboración propia.*

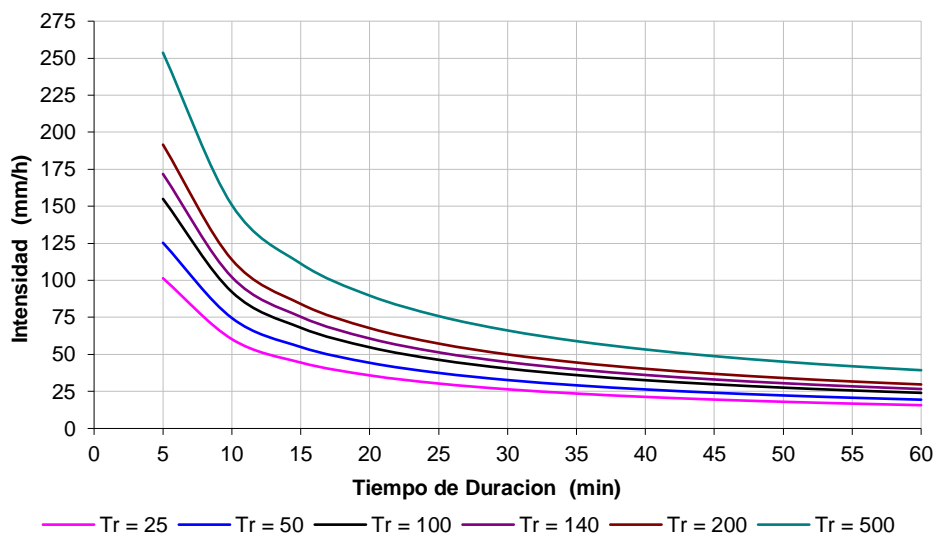
Las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF), son las siguientes:

Gráfico N°10: Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Quebrada Rinconada – Ramal Rinconada



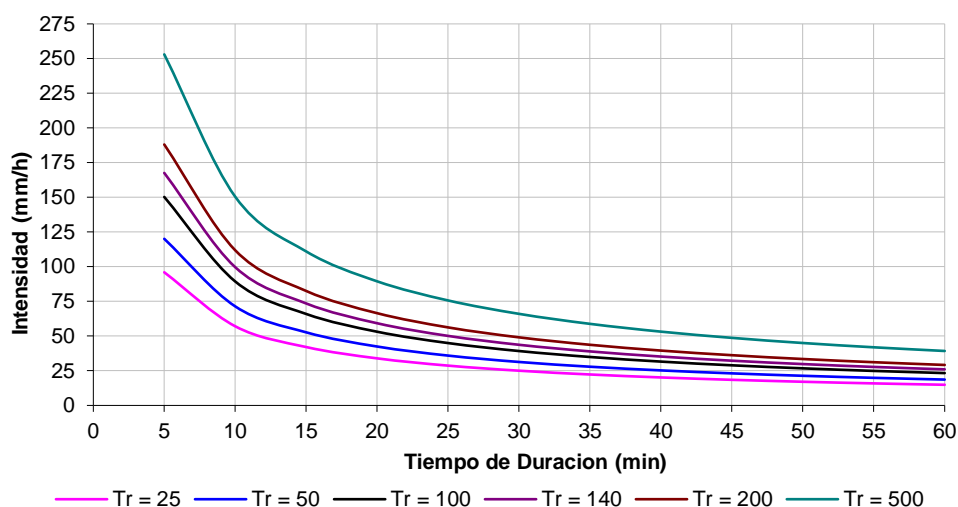
Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°11: Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Quebrada Rinconada – Ramal Los Colorados



Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°12: Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Quebrada Rinconada – Ramal C52



Fuente: *Elaboración Propia.*

Duración de la tormenta teórica.

Si bien se cuenta con la intensidad de una tormenta teórica en solo 60 minutos es necesario estimar en base a métodos cuantitativos lo que podría llegar a durar una tormenta de diseño.

Es por esto que se trabajó con el cálculo de los tiempos de concentración para obtener una duración más concreta de lo que puede llegar a ser una tormenta de diseño idónea. Para esto, se calculó los tiempos de concentración de Kirpich, Témex y California Culverts Practice, que se desarrollan a continuación.

Cuadro N°29: Resumen de Resultados del Tiempo de Concentración T_c

N°	CUENCA SUBCUENCAS	AREA km ²	LONGITUD TOTAL m	COTA MAXIMA msnm	COTA MINIMA msnm	PENDIENTE MEDIA (m/m)	TIEMPO DE CONCENTRACION					
							KIRPICH		CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE		TÉMEZ	
							(horas)	(min)	(horas)	(min)	(horas)	(min)
1	Ramal Rinconda	22.17	8,780	879	204	0.077	0.95	56.95	0.95	56.95	2.55	152.77
2	Ramal Colorado	21.66	8,513	696	211	0.057	1.04	62.32	1.04	62.41	2.63	157.96
3	Ramal C52	1.96	1,468	244	210	0.023	0.38	22.77	0.38	22.80	0.82	49.28

Fuente: *Elaboración propia.*

Debido a que los resultados de los tiempos de concentración son tan variados entre sí, se optó por diseñar una tormenta la cual abarque los tres resultados, esto con el fin de abarcar en todos sus tiempos para los

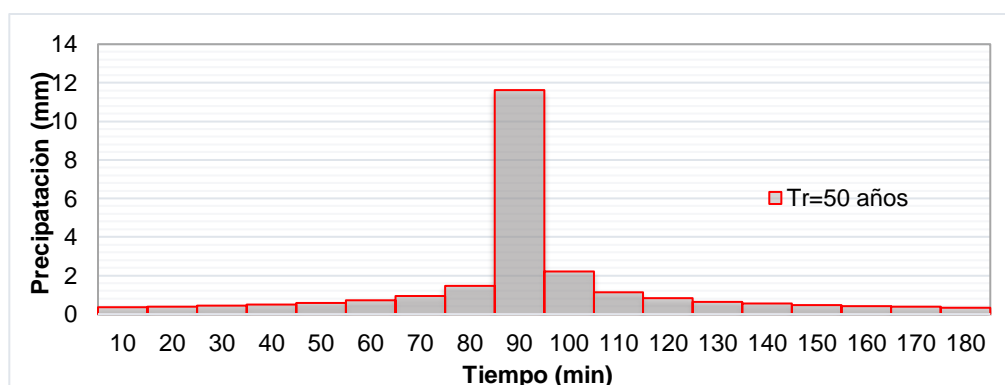
cálculos que se harían con los modelos computacionales. Con esto se decide generar tormentas de diseño de 3 horas, unos 180 minutos.

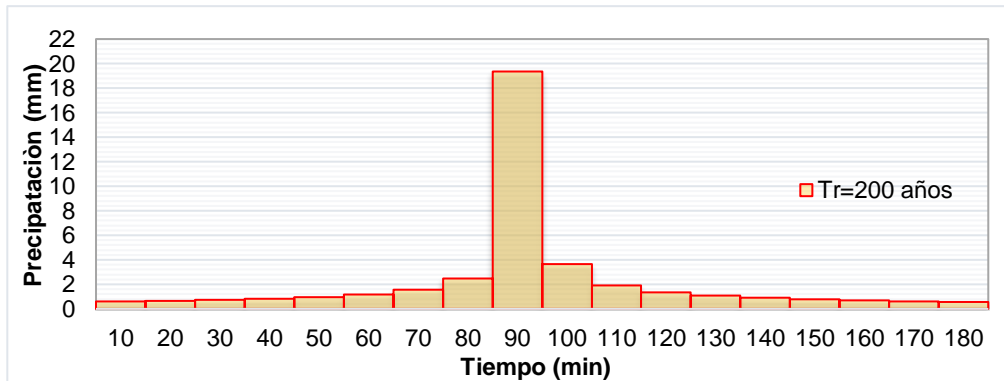
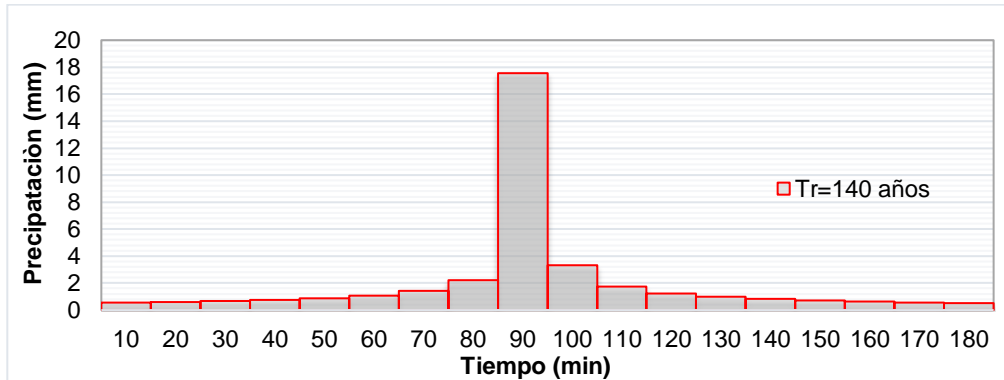
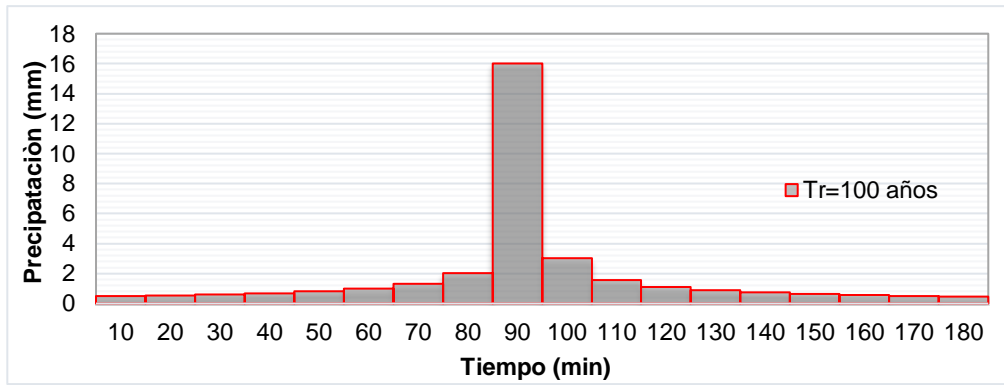
Generación de Hietogramas.

A partir de las curvas IDF se procede a proyectar la curva para cada tiempo de retorno de 60 a 180 minutos bajo el mismo procedimiento matemático de Gumbel abarcando todos los resultados de los tiempos de concentración hechos previamente. Para los resultados obtenidos en los hietogramas se optó por la metodología de bloques alternos. Esta metodología expuesta en Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), ya que aplica un modelo aceptado mundialmente por la comunidad científica, además que dicho manual es utilizado para realizar estudios similares en el interior del país.

En los Gráficos 13, 14 y 15, se muestra los valores de las precipitaciones para la elaboración de hietograma con un tiempo de retorno de 50, 100, 140 y 200 años.

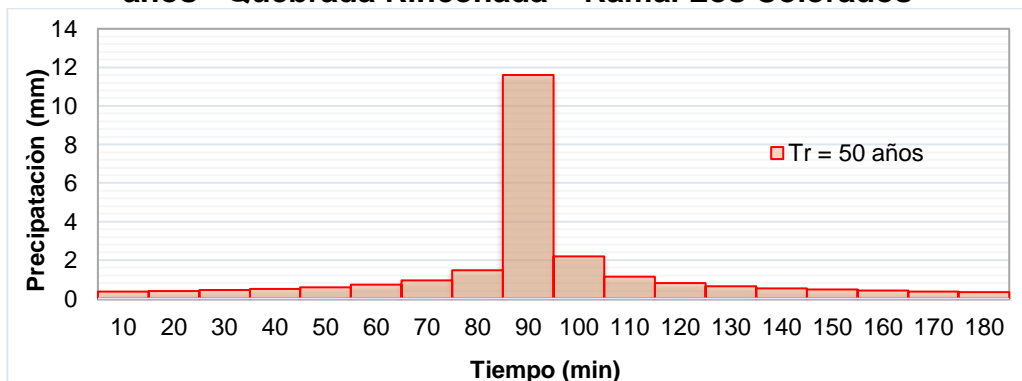
Gráfico N°13: Hietograma de Lluvia para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Rinconada

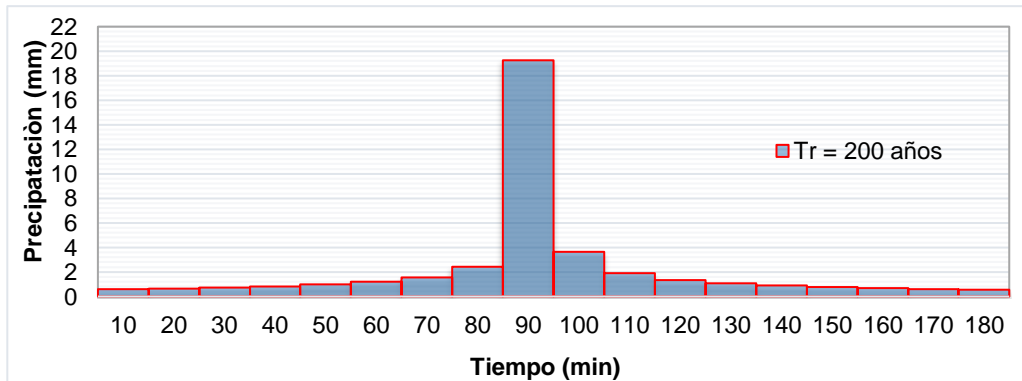
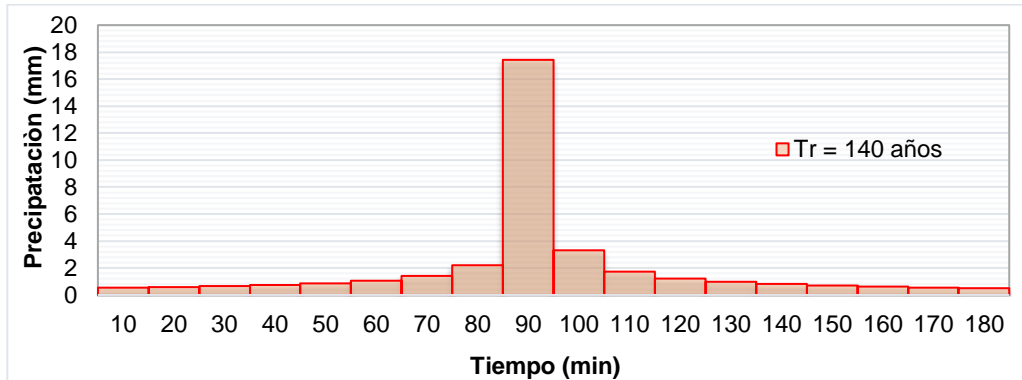
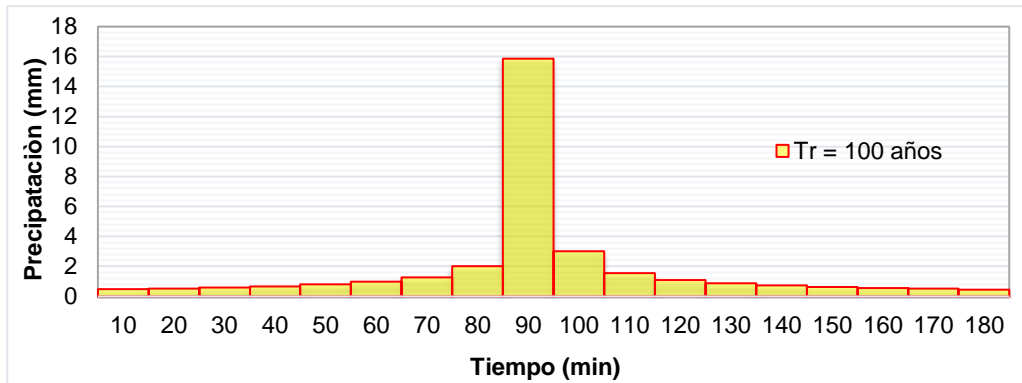




Fuente: *Elaboración Propia.*

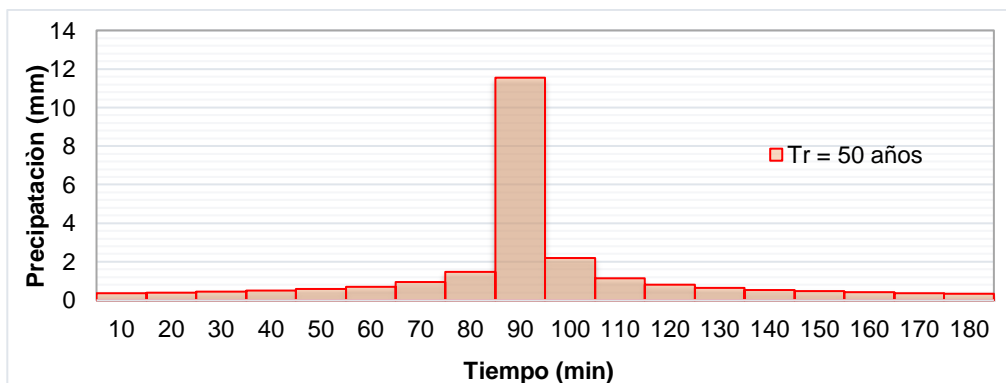
Gráfico N°14: Hietograma de Lluvia para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Los Colorados

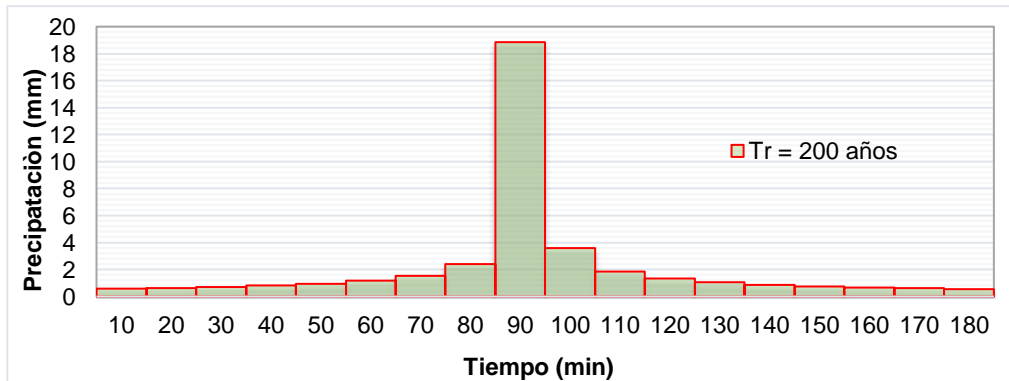
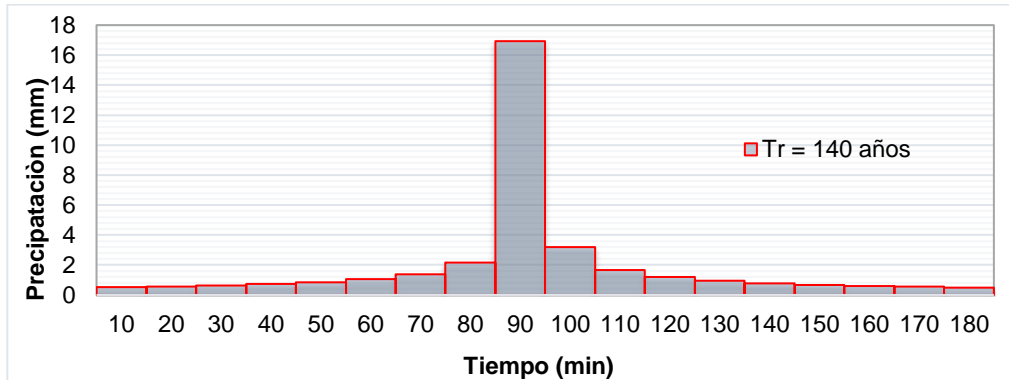
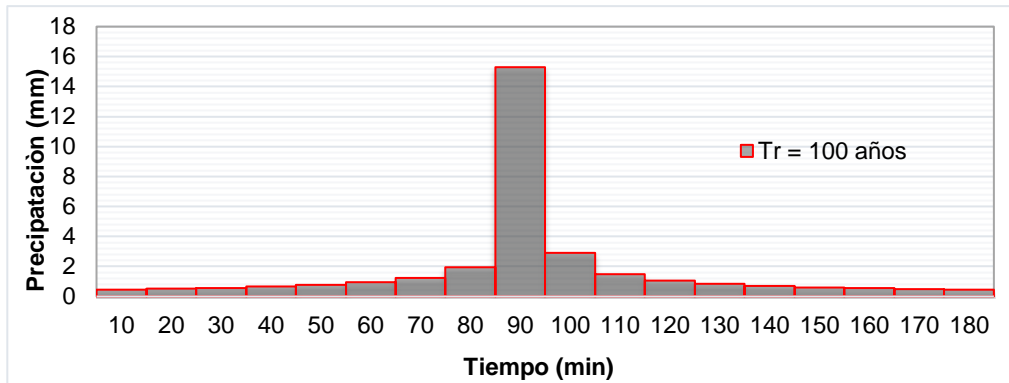




Fuente: *Elaboración Propia.*

Gráfico N°15: Hietograma de Lluvia para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal C52





Fuente: *Elaboración Propia.*

3.5.3.5 Hidrograma de Avenida Liquido (Inflow).

Para la estimación del hidrograma de avenida se realizará con el uso del modelo hidrológico HEC-HMS v4.4, debido a que es un software de uso libre y reconocido a nivel mundial.

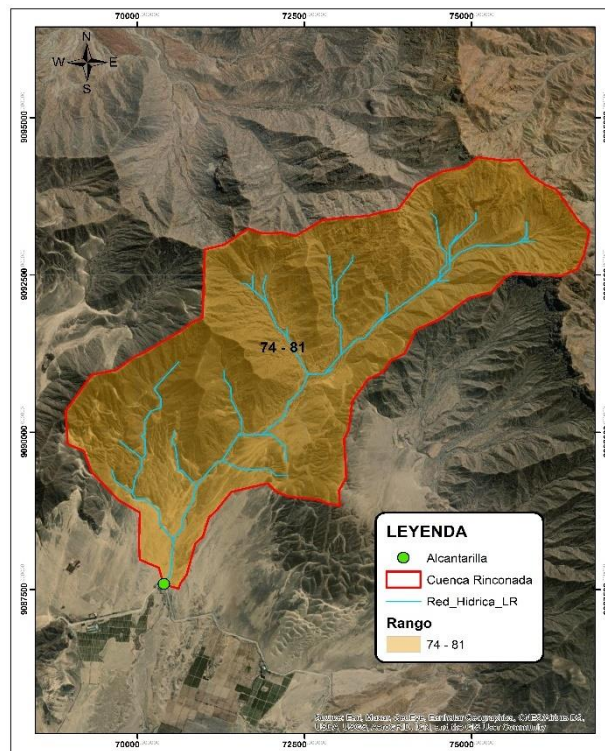
Para el cálculo del hidrograma de avenida se empleará la metodología del Soil Conservation Service (SCS).

Determinación de la Curva Número

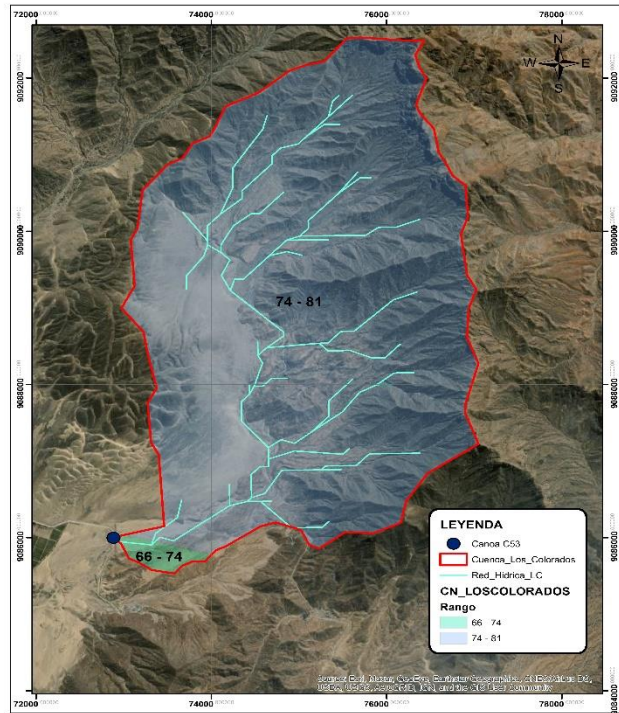
Para la presente tesis, el valor del Número de Curva de la cuenca fue obtenido de los datos de la Autoridad Nacional del agua, que en el año 2012 determinó valores de curva número a nivel nacional, a una resolución de 30 metros de tamaño de pixel.

En las figuras 57, 58 Y 59 se muestra los rangos de Curva Numero- Condiciones Normales para los 03 ramales de la Quebrada Rinconada:

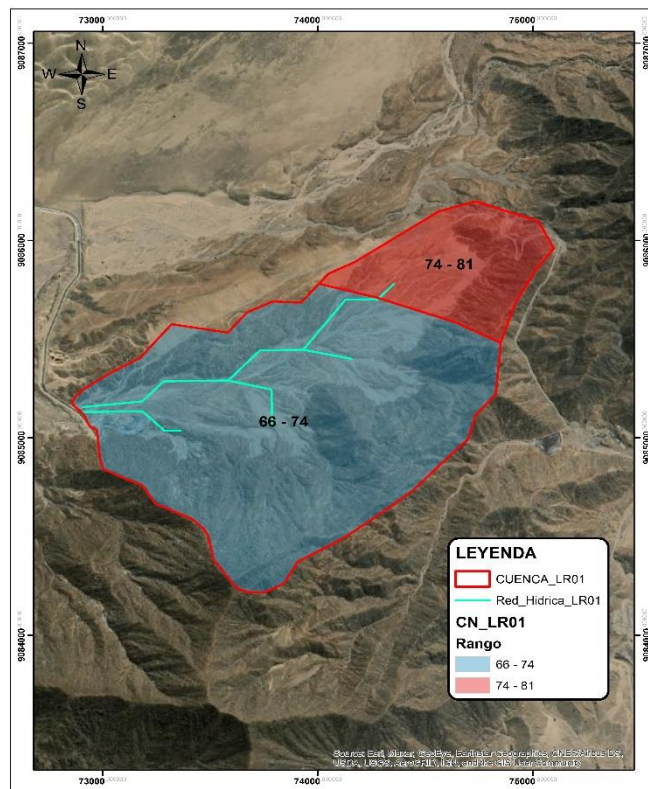
Figura 57: Curva Numero- Condiciones Normales Ramal La Rinconada



**Figura 58: Curva Numero- Condiciones Normales
Ramal Los Colorados**



**Figura 59: Curva Numero- Condiciones Normales
Ramal C52**



Fuente: Elaboración Propia.

Modelo Hidrológico de la Cuenca

En la simulación con el Sistema de Modelamiento Hidrológico (HEC HMS) se determinó el modelo de cuenca, el modelo meteorológico y el control de simulación.

Modelo de Cuenca

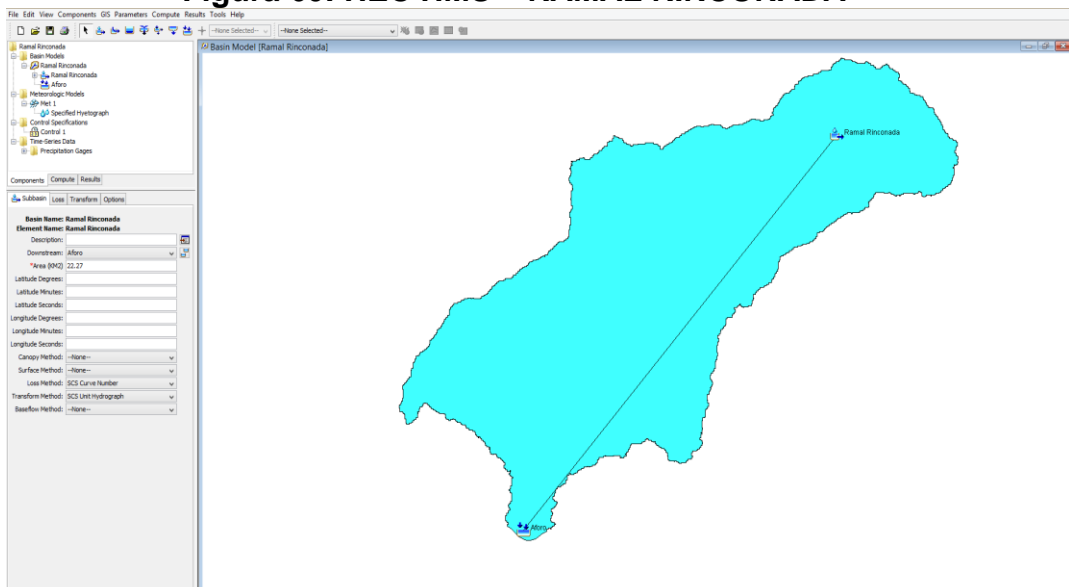
Los Parámetros a ingresar para cada subcuenca se encuentra detallados en el cuadro N°30.

Cuadro N°30: Parámetros de ingreso en la Cuenca.

N°	CUENCA SUBCUENCAS	CARACTERISTICAS				CN Condiciones Normales
		ÁREA	L	S	Tc	
		(km ²)	(m)	(m/m)	(min)	
1	Ramal Rinconda	22.17	8780	0.077	34.17	74
2	Ramal Colorado	21.66	8513	0.057	37.39	77
3	Ramal C52	1.96	1468	0.023	13.66	71

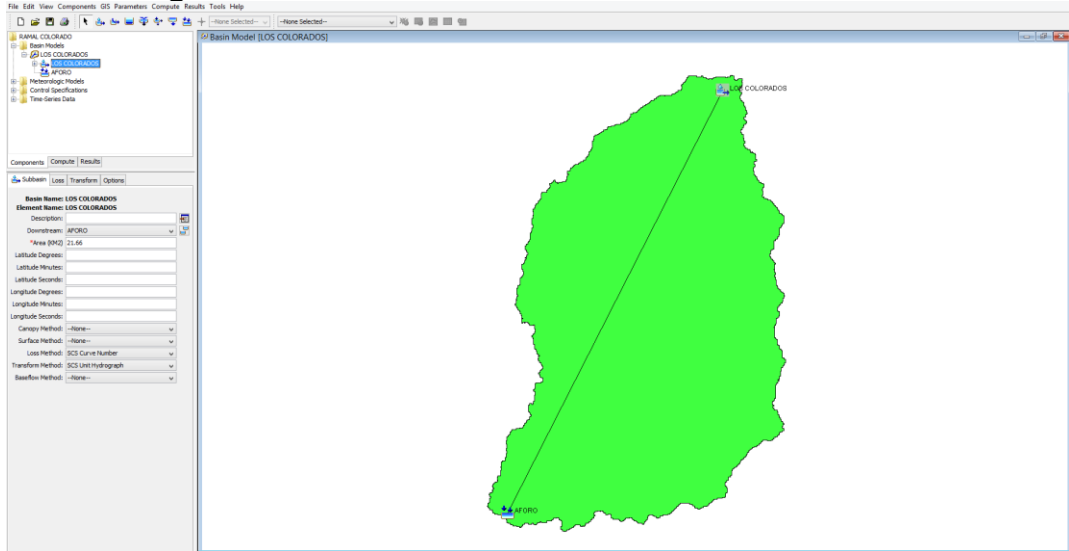
Fuente: Elaboración propia.

Figura 60: HEC HMS – RAMAL RINCONADA



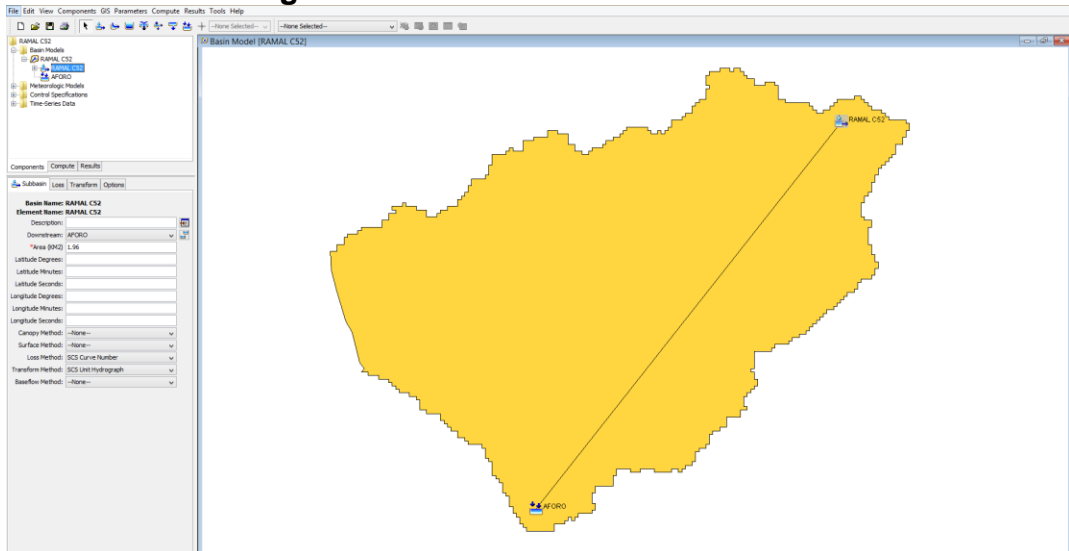
Fuente: Elaboración propia.

Figura 61: HEC HMS – RAMAL LOS COLORADOS



Fuente: Elaboración propia.

Figura 62: HEC HMS – RAMAL C52



Fuente: Elaboración propia.

Distribución de la precipitación en la Cuenca

Se establece que la distribución de la precipitación es uniforme para la cuenca en análisis y que está representada por su centro de gravedad misma.

Hidrogramas resultantes

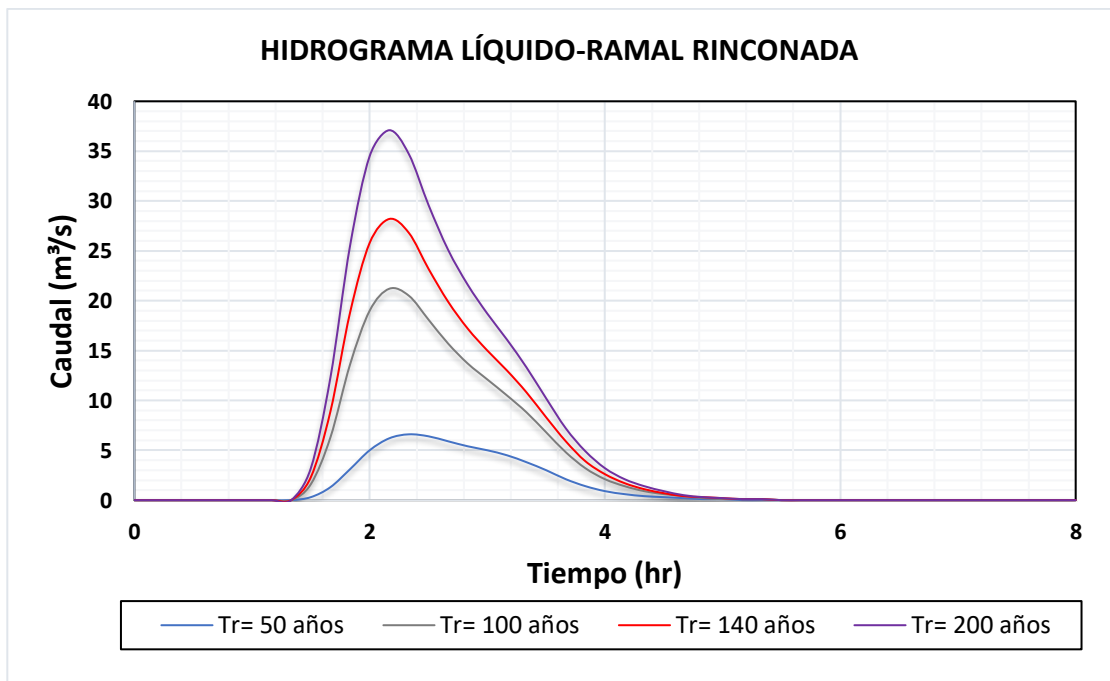
Los hidrogramas de avenida se determinaron para periodos de retorno de 50, 100, 140, y 200 años. El Cuadro N°31, contiene los caudales máximos para cada unidad hidrográfica.

Cuadro N°31: Caudal de Diseño – Modelo HEC HMS

CUENCA SUBCUENCAS	CAUDAL DISEÑO (m ³ /s) SEGÚN EL PERIODO DE RETORNO			
	50 años	100 años	140 años	200 años
Ramal Rinconada	6.6	21.2	28.2	37.1
Ramal Colorado	6.1	19.1	25.4	33.5
Ramal C52	1.2	3.2	4.4	6.0

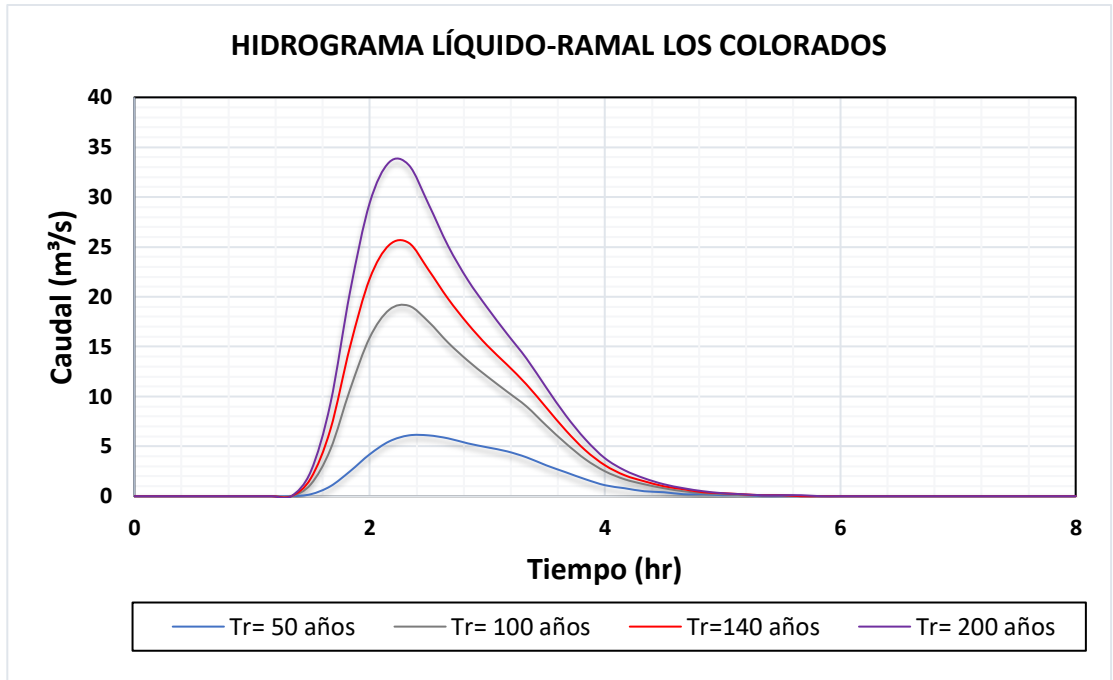
Fuente: *Elaboración propia.*

Gráfico N°16: Hidrograma Líquido para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Rinconada



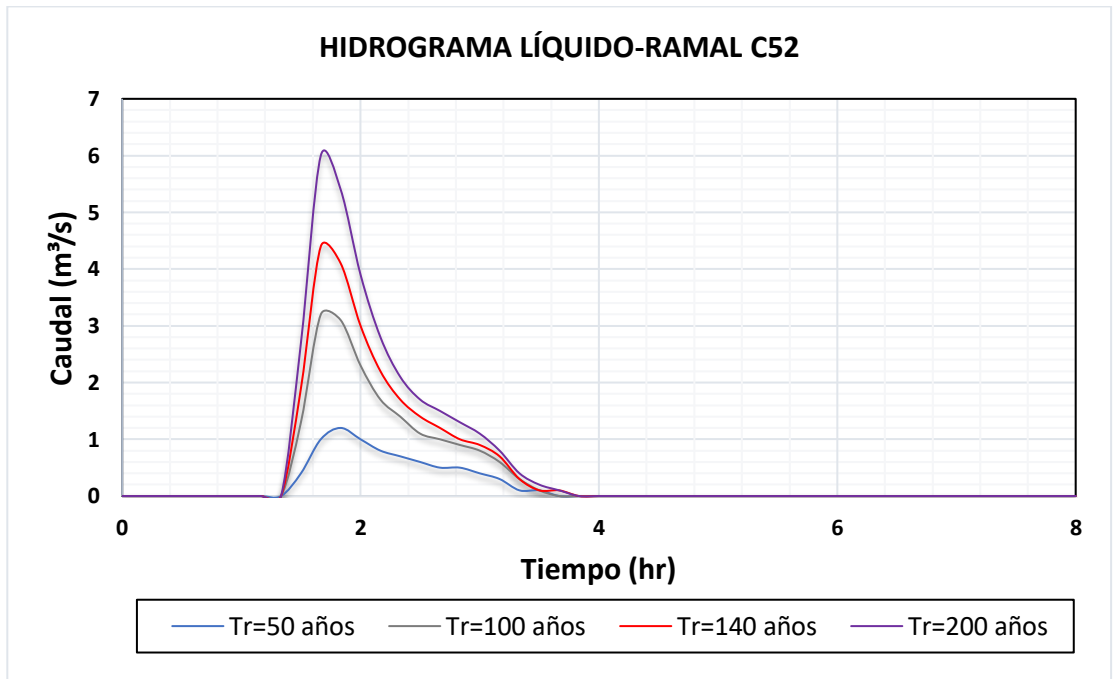
Fuente: *Elaboración propia.*

Gráfico N°17: Hidrograma Líquido para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°18: Hidrograma Líquido para Tr = 50, 100, 140 y 200 años - Quebrada Rinconada – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

3.5.4 Caracterización Geológica-Geotécnica

3.5.4.1 Aspectos Geológicos Generales

Según el mapa geológico de los cuadrángulos de Puémape, Chocope, Otuzco, Trujillo, Salaverry y Santa, elaborado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET).

La Quebrada Rinconada se localiza en el cuadrángulo 17-f (Salaverry), en donde se observan afloramientos de rocas intrusivas, que se encuentran parcialmente cubiertas por depósitos cuaternarios: aluviales (Q-fl) y eólicos (Q-e) Figura 63.

Depósitos Fluviales (Q-fl)

Acumulaciones del acarreo fluvio – aluvial de la Quebrada Rinconada, que se encuentran en todo el trayecto del cauce y que por sectores están cubiertos parcialmente por los depósitos eólicos redepositados.

Depósitos aluviales (Q-al)

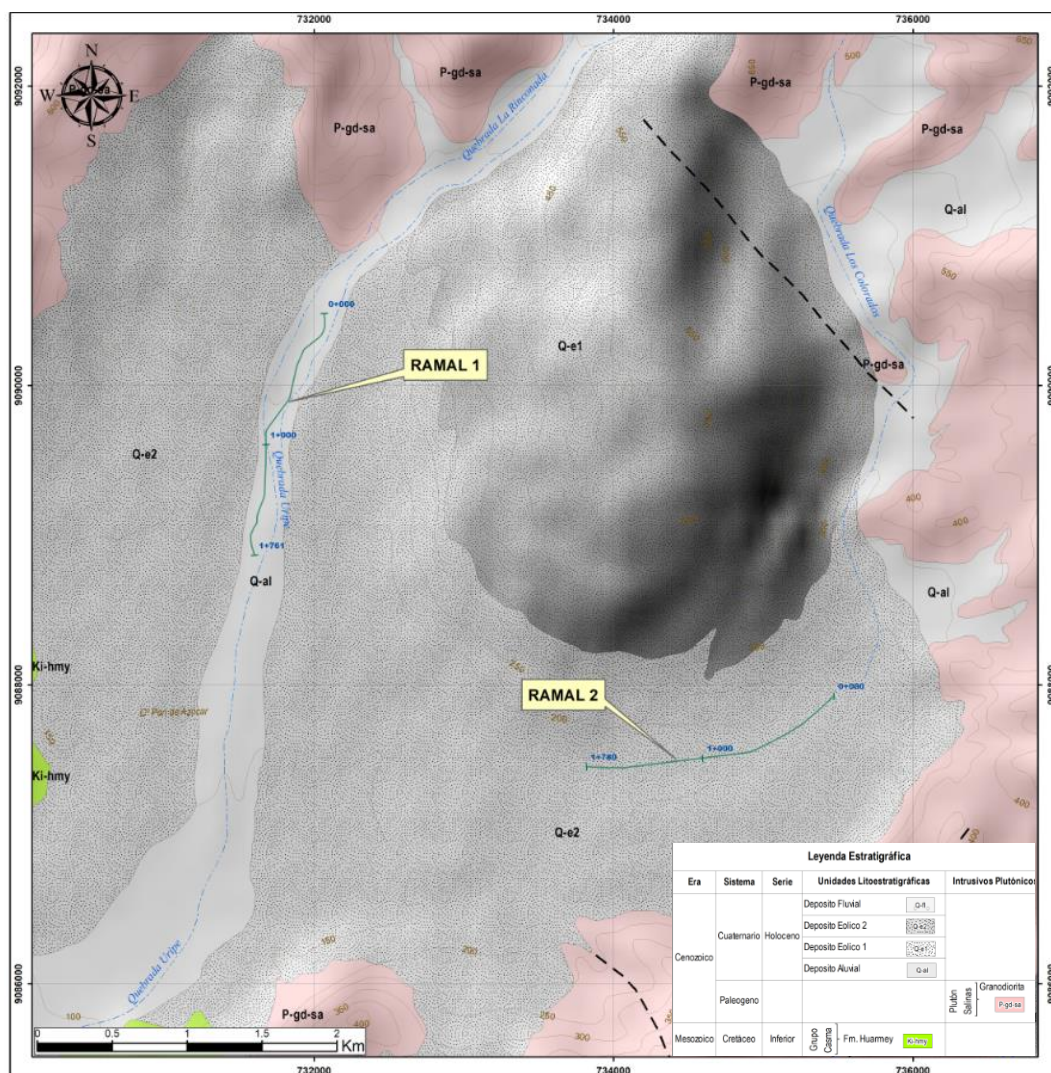
Se localizan hacia ambas márgenes del cauce de la quebrada Rinconada, con alturas superiores a 1,50m. Están constituidos por suelos areno limosos con gravas y conforme se alejan del cauce están parcialmente cubiertos por las arenas eólicas.

Depósitos eólicos (Q-e)

Se originan por la acción del viento constituyen acumulaciones tipos dunas, montículos y como llanuras eólicas. En estos depósitos predominan las arenas finas y arena limosas; suelos con un alto porcentaje de cuarzo en su composición.

Los depósitos eólicos, recubren parcialmente la llanura aluvial y en algunos casos también recubren los cauces.

Figura 63: Ubicación Geológica Quebrada Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.2 Geodinámica de la Quebrada Rinconada

Entre los principales procesos que existen en el área tenemos, la dinámica eólica y la fluviu aluvional:

Dinámica Eólica

Ha dado lugar a la migración de arenas; el viento realiza la migración de las arenas hacia el Nor Este (Azimut de 40 a 60 grados), cubriendo parcialmente la llanura y cauce de La Rinconada. Estas geoformas, eventualmente serían involucradas en la construcción de las obras, y están constituidas por arenas finas y arenas limosas que presentan un alto porcentaje de cuarzo en su composición.

Dinámica Fluvio-Aluvial

En los periodos de altas precipitaciones han existido eventos aluvionales (Huaycos) a lo largo del cauce de la quebrada La Rinconada, existen manifestaciones de este tipo como consecuencia de las precipitaciones extraordinarias del año 2017.

Como consecuencia de estos procesos ocurridos en forma cíclica, es notoria la presencia de cantos rodados y bloques heterométricos a lo largo del cauce, sobre todo en la parte superior de la cuenca (mayor pendiente longitudinal).

En el último evento denominado Fenómeno Niño Costero, se reactivaron los cursos de las quebradas principales, y se originaron flujos de lodos con algo de detritus, siendo los tramos más críticos los ubicados en la zona de cruce del Canal Madre Chavimochic (parcial sedimentación y/o rotura del canal).

3.5.4.3 Mecánica de Suelos Geodinámica de la Quebrada Rinconada

En la presente tesis, para el estudio de hiperconcentrados en la Quebrada Rinconada se han tomado muestras de las matrices de flujo de escombros en los cauces principales, a continuación, se detallan la ubicación de las calicatas realizadas. (Cuadro N°32)

Cuadro N°32: Ubicación de Calicatas

CUENCA SUBCUENCAS	EXCAV.	Km	UTM WGS 84		Prof. (m)	N.F (m)	OBSERVACIONES
			ESTE	NORTE			
Ramal Rinconda	C - 949	1+550	731585	9089094	0.60	ND	DPL en arenas finas.
	C - 962	0+490	731931	9090033	2.00	ND	Suelo arenosos con gravas finas.
Ramal Colorado	C - 975	0+950	735042	9087649	1.75	ND	Arenas gravosas con pequeños cantos rodados.
	C - 976	1+555	734047	9087449	1.00	ND	Arenas gravosas y gravas arenosas con pequeños cantos rodados.
Ramal C52	C - 951	1+350	731708	9089234	1.75	ND	

Análisis Granulométrico completo y Límites de Consistencia

Con estas muestras se han realizado el análisis granulométrico y la determinación de los límites de Atterberg.

En el cuadro N°33 se muestra el resumen de dichos resultados.

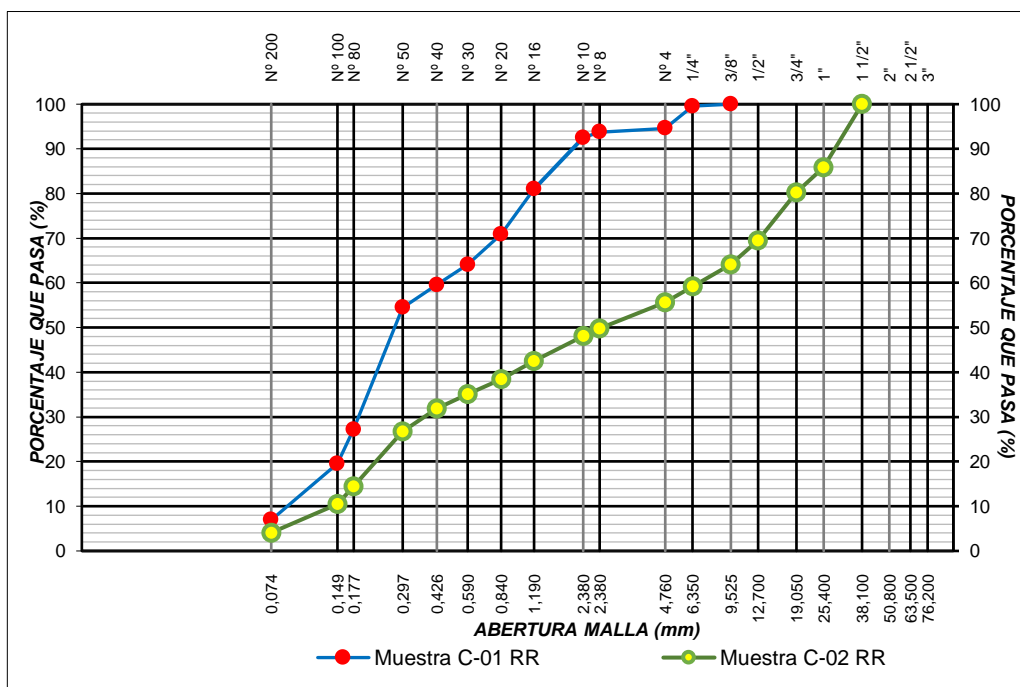
Cuadro N°33: Resumen resultados del Estudio de Mecánica de Suelos

RESUMEN DE RESULTADOS DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS							
UBICACIÓN MUESTRA	NOMBRE	%FINOS	%L.L.	%L.P.	%I.P.	SUCS	AASHTO
Ramal Rinconda	C-949	28.59	-	-	-	SW - SM	A - 3 (0)
	C-962	4.12	-	-	-	SP	A-1-b (0)
Ramal Colorado	C-975	0.96	-	-	-	GP	A-1-a (0)
	C-976	28.59	-	-	-	SM	A-1-b (0)
Ramal C52	C-951	16.55	-	-	-	SW - SM	A-1-b (0)

Fuente: Elaboración propia.

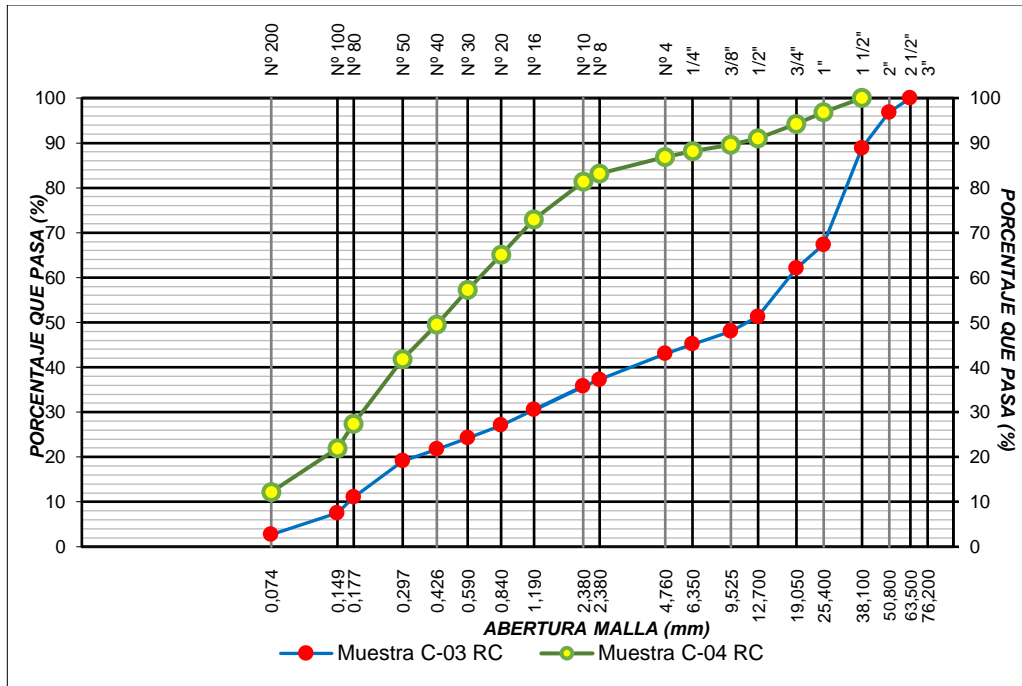
CURVAS GRANULOMETRICAS

Gráfico N°19: Granulometría Ramal Rinconda



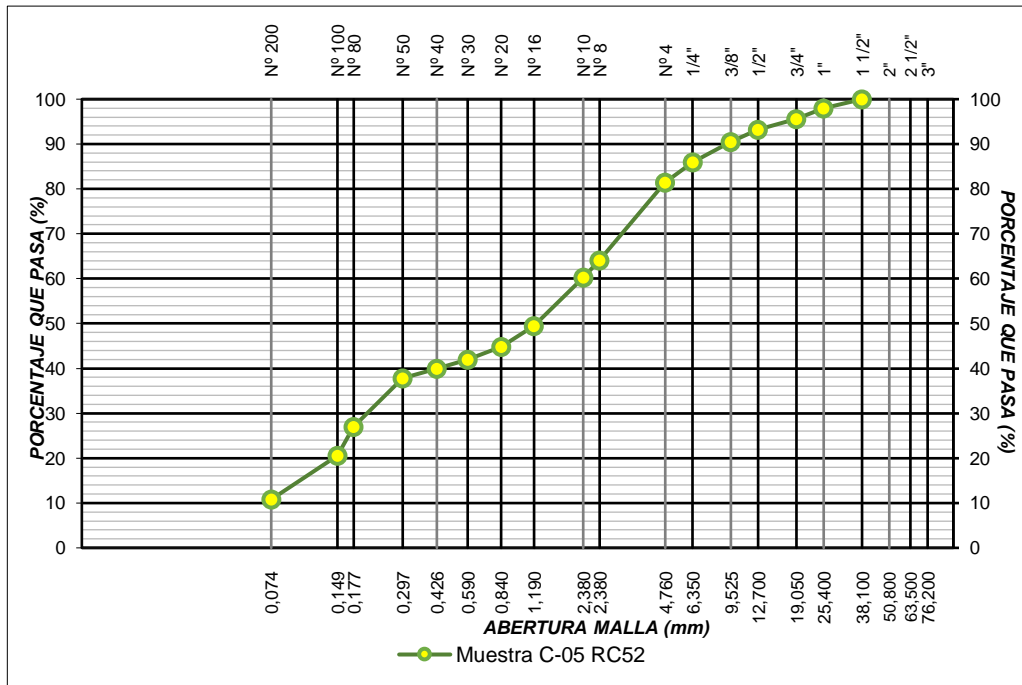
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°20: Granulometría Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°21: Granulometría Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

Contenido de Humedad y Gravedad Especifica

Se han realizado también pruebas de contenido de humedad y Peso específico del sedimento, las cuales fueron realizadas en el laboratorio de Mecánica de suelos.

En el cuadro N°34 se muestran los resultados obtenidos para las diferentes muestras:

Cuadro N°34: Contenido de Humedad y Peso Específico

UBICACIÓN MUESTRA	Muestra	Contenido de Humedad (ASTM D-2216)	Peso específico de Sólidos
		RESULTADOS	RESULTADOS
Ramal Rinconda	C-01	0.13	2.60
	C-02	0.38	2.60
Ramal Colorado	C-03	0.23	2.80
	C-04	0.51	2.60
Ramal C52	C-05	0.82	2.60

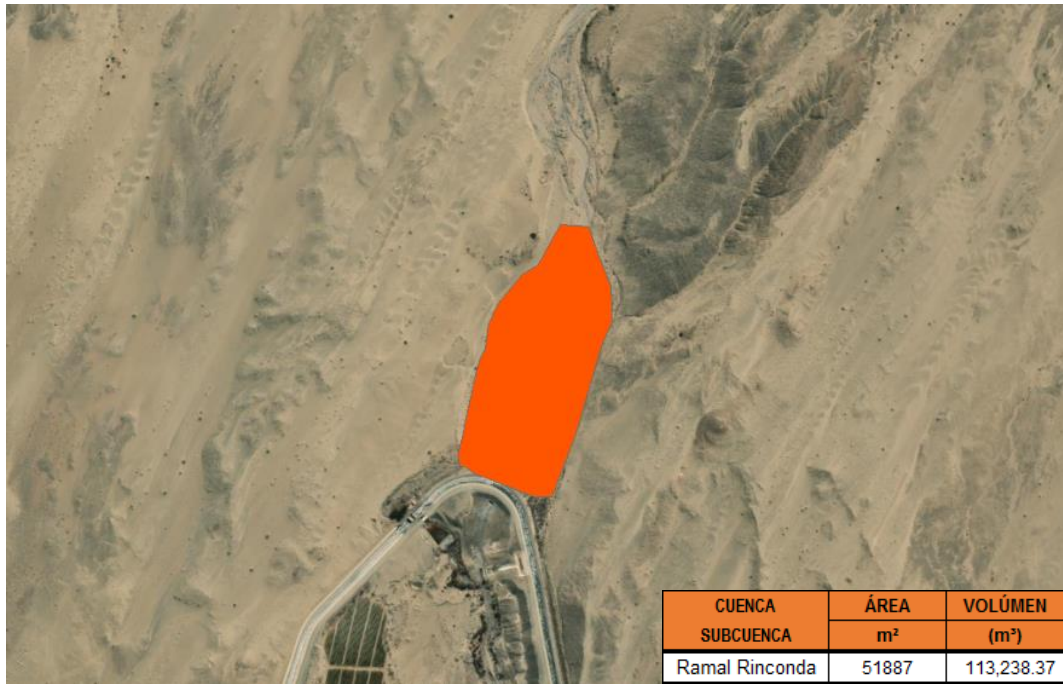
Fuente: Elaboración propia.

Volumen de escombros depositado

En el cono de deyección se transporta una importante carga de sedimentos, que al disminuir su pendiente enlaza con una zona llana, en la cual se encuentra el canal madre, lo que ocasiona una zona de sedimentación aguas arriba de esta, debido a la existencia de estructuras de conducción.

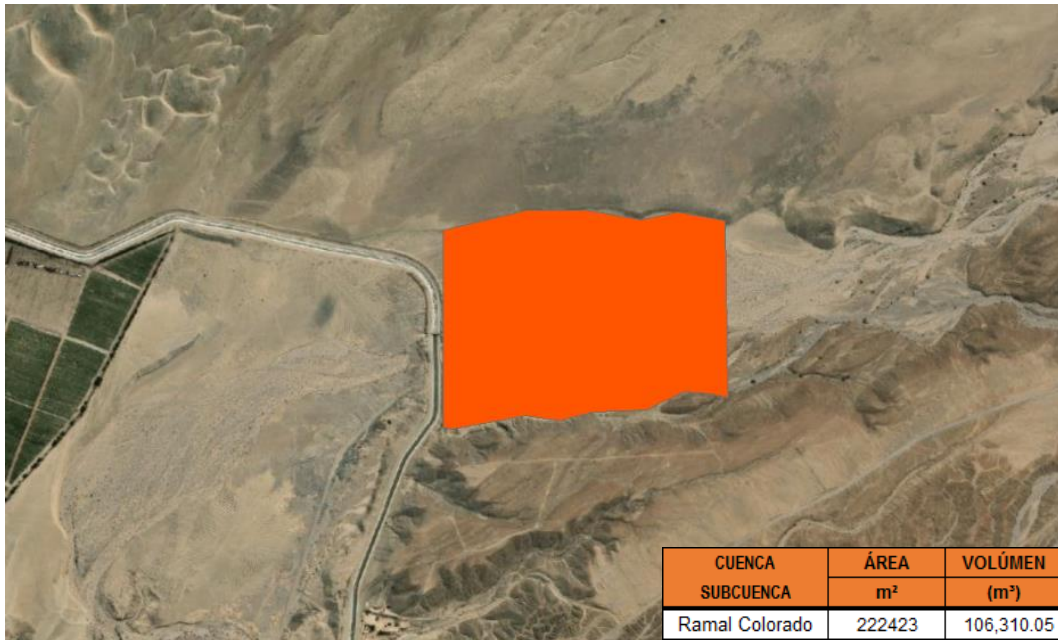
De la inspección de campo se ha establecido los sectores donde se ha depositado el sedimento generado por el Fenómeno del Niño en el mes de marzo del 2017, cuyo análisis se realizó en el software Civil 3D, donde se determinó el área y volumen del sedimento acumulado. (Figuras 64, 65 y 66)

Figura 64: Estimación Volumen de Sedimento - Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

Figura 65: Estimación Volumen de Sedimento - Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 66: Estimación Volumen de Sedimento - Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

Coeficiente de Rugosidad de Manning

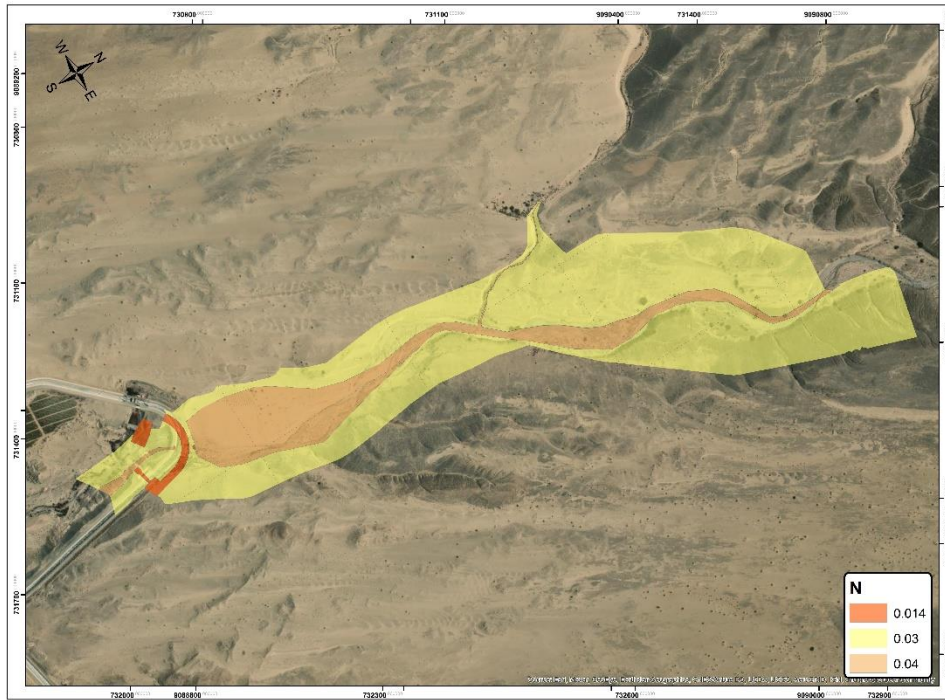
Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning en la zona de estudio, se utilizó las tablas elaboradas por U.S. Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, comparado con visitas a campo e imágenes satelitales para así poder calibrar los datos mostrados.

Cuadro N°35: Valores del Coeficiente de Rugosidad “n” para cauces naturales

Tipo de Canal y descripción	Minimo	Normal	Maximo
A.- Cuaces Naturales			
1.- Canales Principales			
a.- Limpio, recto, lleno, sin fisuras, fondo profundo	0.025	0.030	0.033
b.- Igual al anterior, pero con algo de piedras y hierba	0.030	0.035	0.040
c.- Limpio, sinuoso, poco profundo y bancos	0.033	0.040	0.045
d.- Igual al anterior, pero con algo de piedras y hierba Igual al anterior, niveles inferiores, más pendientes y	0.035	0.045	0.050
e.- secciones menos efectivas.	0.040	0.048	0.055
f.- Como el "d" pero mas piedras	0.045	0.050	0.060
g.- Tramo lento, hierbas , fondo profundo Tram con mayor maleza, fon profundo, o recorrido de	0.050	0.050	0.060
h.- crecidas con soporte de madera y arbustos bajos.	0.070	0.100	0.150
2.- Llanura de Inundación			
a.- Pastura sin arbustos			
1.- Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2.- Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b.- Áreas cultivadas			
1.- Sin Cultivo	0.020	0.030	0.040
2.- Cultivo maduro alineado	0.025	0.035	0.045
3.- Campo de cultivo Maduro	0.030	0.040	0.050
c.- Arbusto			
1.- Arbustos escasos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2.- Pequeños arbustos y árboles en invierno	0.035	0.050	0.060
3.- Pequeños arbustos y árboles en verano	0.040	0.060	0.080
4.- Arbustos mediano a denso en invierno	0.045	0.070	0.110
5.- Arbustos mediano a denso en verano	0.070	0.100	0.160
d.- Árboles			
1.- Terreno despejado con tacones de arboles, sin brotes	0.030	0.040	0.050
2.- Igual que el anterior, pero con muchos brotes Soporte de madera, algunos árboles caídos, pequeño	0.050	0.060	0.080
3.- crecimiento inferior, flujo por debajo de las ramas. Igual que el anterior, pero con flujo por encima de las	0.080	0.100	0.120
4.- ramas.	0.100	0.120	0.160
5.- Sauces densos en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
3.- Cuaces de montañas, sin vegetacion en el canal, margenes usualmente empinados, con arboles y arbustos sobre márgenes sumergidos			
a.- Fondo : gravas, guigarros y algo de cantos rodados	0.030	0.040	0.050
b.- Fondo: guijarros con mucho canto odado	0.040	0.050	0.070

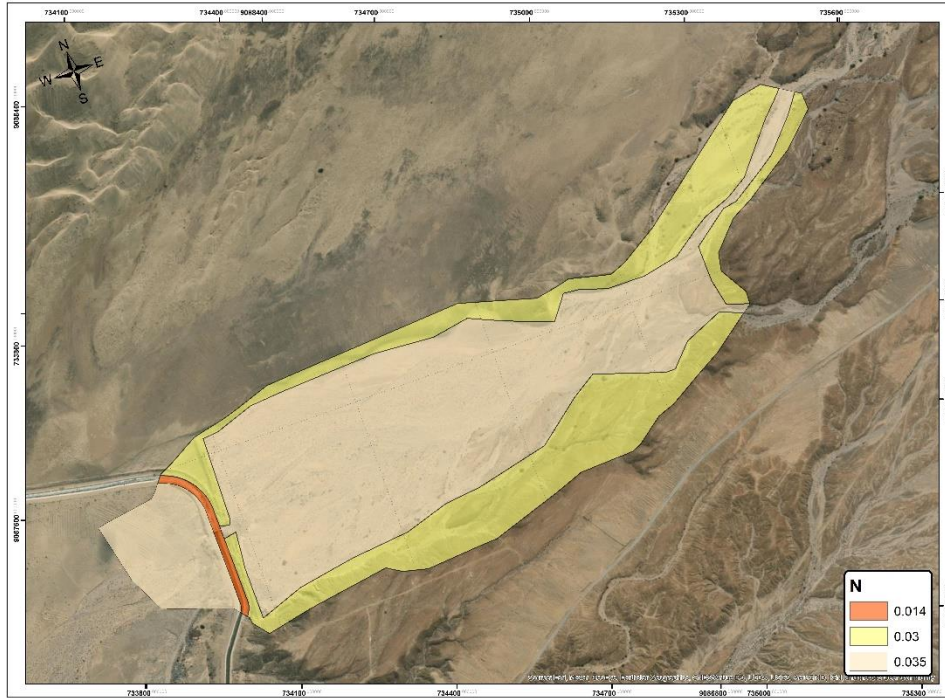
Fuente: HECRAS - River Analysis System Hydraulic.

Figura 67: Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) - Ramal Rinconada



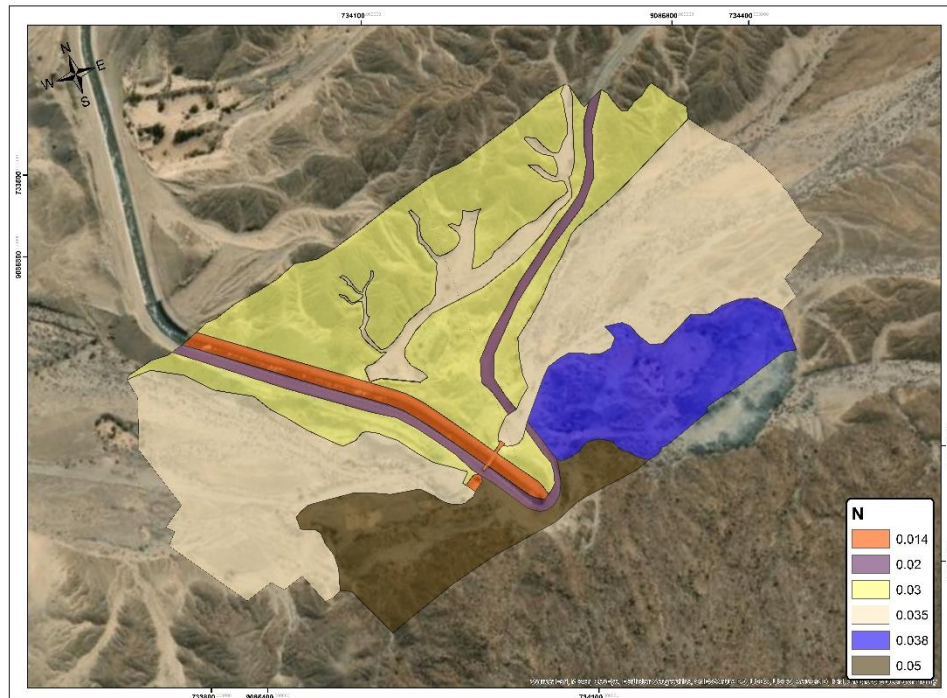
Fuente: Elaboración propia.

Figura 68: Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) - Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 69: Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) - Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

3.5.5 Aplicación de Modelo Matemático

Determinadas las características principales de la Quebrada Rinconada, se procederá al ingreso de datos en el software FLO-2D.

Ingreso de Datos

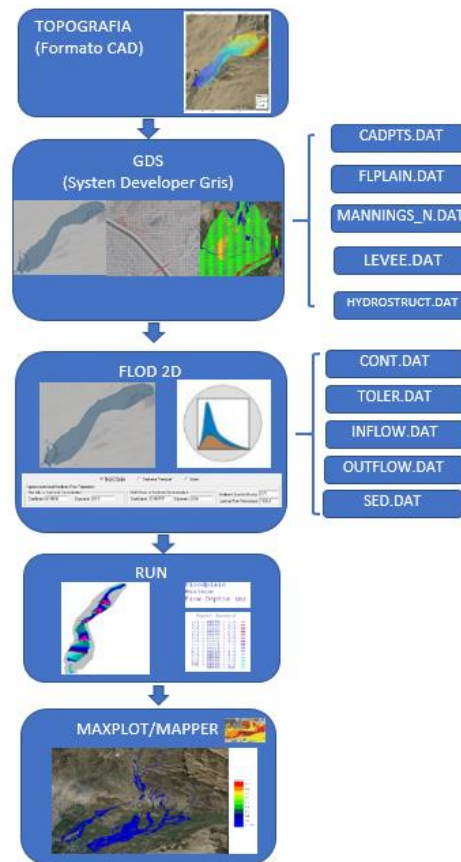
Para la modelación de un flujo para el control de escombros con el software FLO-2D en las microcuencas Rinconada, Los Colorados y C52 se requiere los archivos cuya extensión es .DAT. estos archivos para la data input son los siguientes:

- Los archivos FPLAIN.DAT, CADPTS.DAT, son creados por el pre procesador GDS y nos indican el número de grillas utilizadas con su respectiva numeración. La cota del terreno y el coeficiente de Manning que corresponde a cada rejilla son ingresados en estos datos.
- El archivo CONT.DAT, es el archivo principal del programa donde se define el tiempo de simulación y el proceso físico a analizar.

Para nuestro de caso de simulación el proceso debe ser Mud/Debris.

- El archivo TOLER:DAT, indican las variables de control del sistema donde se indica el tiempo transcurrido en la simulación.
- El archivo INFLOW:DAT, es donde se describe el hidrograma de entrada y la numeración de la grilla de inicio, para nuestro caso el hidrograma liquido va acompañado de una distribución de sedimentos, el software se encarga de calcular el hidrograma de la mezcla para después preceder a simular su avance aguas abajo.
- El archivo OUTFLOW.DAT, se indican las grillas por donde el flujo seguirá su camino.
Para nuestro caso estas grillas se ubican en el cono deyectivo. Estas grillas de flujo de salida deben indicarse para el caso de las curvas de nivel topográficos.
- El archivo SED.DAT, se indican las propiedades físicas del flujo, estos dependen del tipo de material existente en la quebrada de estudio, ingresados estos parámetros de tipo de flujo procedemos a simular.
- El archivo MANNINGS_N.DAT, que contiene los valores de n para cada celda.
- El archivo AFR.DAT, que contiene los factores de reducción de área (ARF) son el porcentaje del área del elemento de cuadrícula que no puede ser cubierta por los flujos superficiales. Los edificios u otras características físicas dentro del elemento de la red que no pueden almacenar el volumen de flujo se contabilizan utilizando el valor ARF. El valor máximo de ARF está limitado según el tamaño de la celda.
- Adicionalmente para el Modelamiento del escenario con las estructuras de encauzamiento se ha creado el archivo LEVEE.DAT, que contiene la cota de los diques de encauzamiento.

Figura 70: Diagrama de Flujo utilizado para las simulaciones en el FLO-2D



Fuente: Elaboración propia.

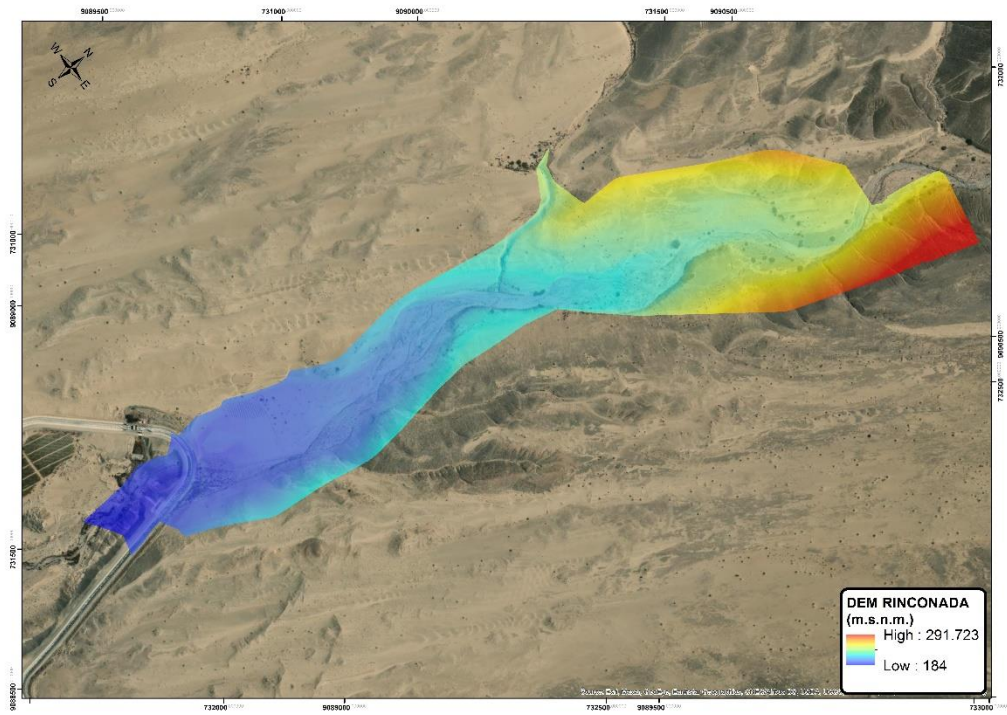
Modelo de elevación digital del sistema de la Quebrada Rinconada

El Modelo de Elevación Digital contiene información topográfica, la cual corresponde al Levantamiento Topográfico en la zona de deyección, realizada para la presente tesis, con la cual se ha generado el Modelo de Elevación del Terreno (DTM).

Esta información considera una resolución espacial de 0.5 m, con la finalidad de representar los cauces de las microcuencas en estudio.

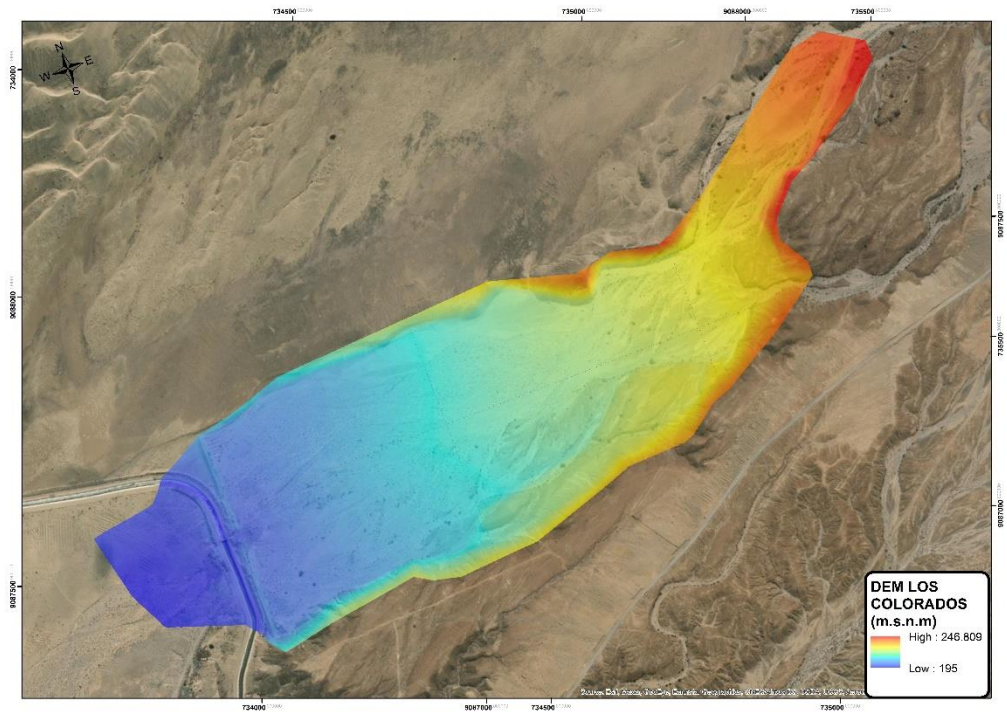
A continuación, en las figuras N°71, 72 y 73, presentamos el Modelo de Elevación Digital, para cada una de las 03 microcuencas.

Figura 71: Modelo de Elevación Digital DEM - Ramal Rinconada



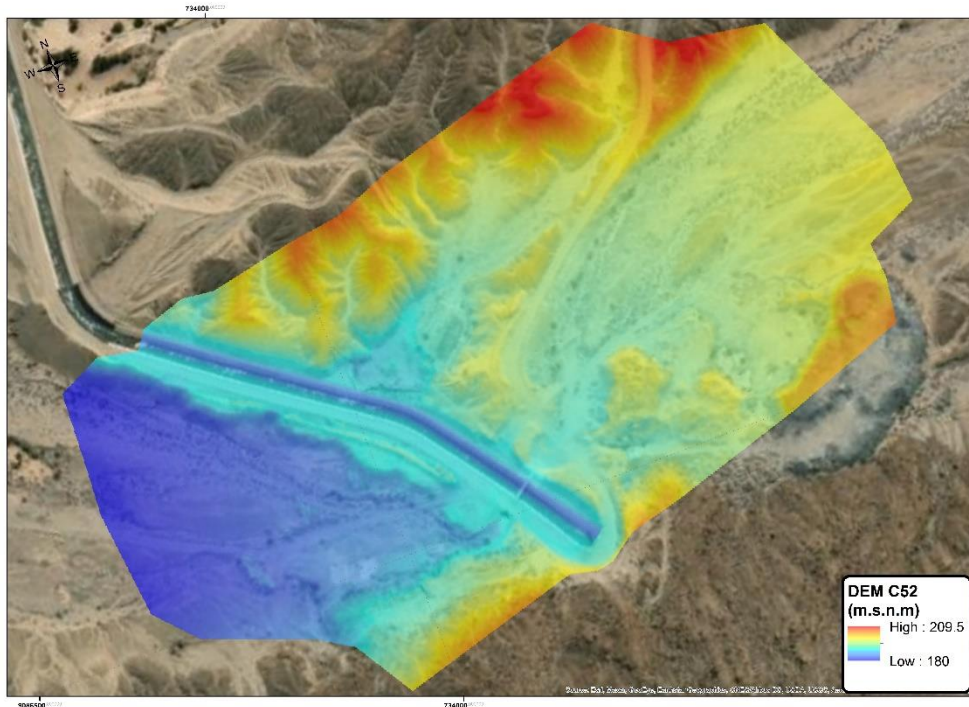
Fuente: Elaboración propia.

Figura 72: Modelo de Elevación Digital DEM - Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 73: Modelo de Elevación Digital DEM - Ramal C52



Fuente: *Elaboración propia.*

Configuración del Dominio Computacional

El dominio computacional seleccionado para las microcuencas, Ramal Rinconada, Ramal Los Colorados y Ramal C52, es el presentado en las Figura 74, 75 y 76 respectivamente, las cuales comprenden una malla de resolución 1.5 x 1.5 m y abarcan el área donde se genera el flujo de escombros, el cauce de tránsito y descarga al área de afectación.

Figura 74: Dominio computacional seleccionado - Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

Figura 75: Dominio computacional seleccionado – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 76: Dominio computacional seleccionado – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

Condiciones de Frontera

Condiciones aguas arriba

Los resultados del análisis hidrológico serán ingresados al FLO-2D en forma de hidrogramas en cada uno de los puntos de salida de las microcuencas.

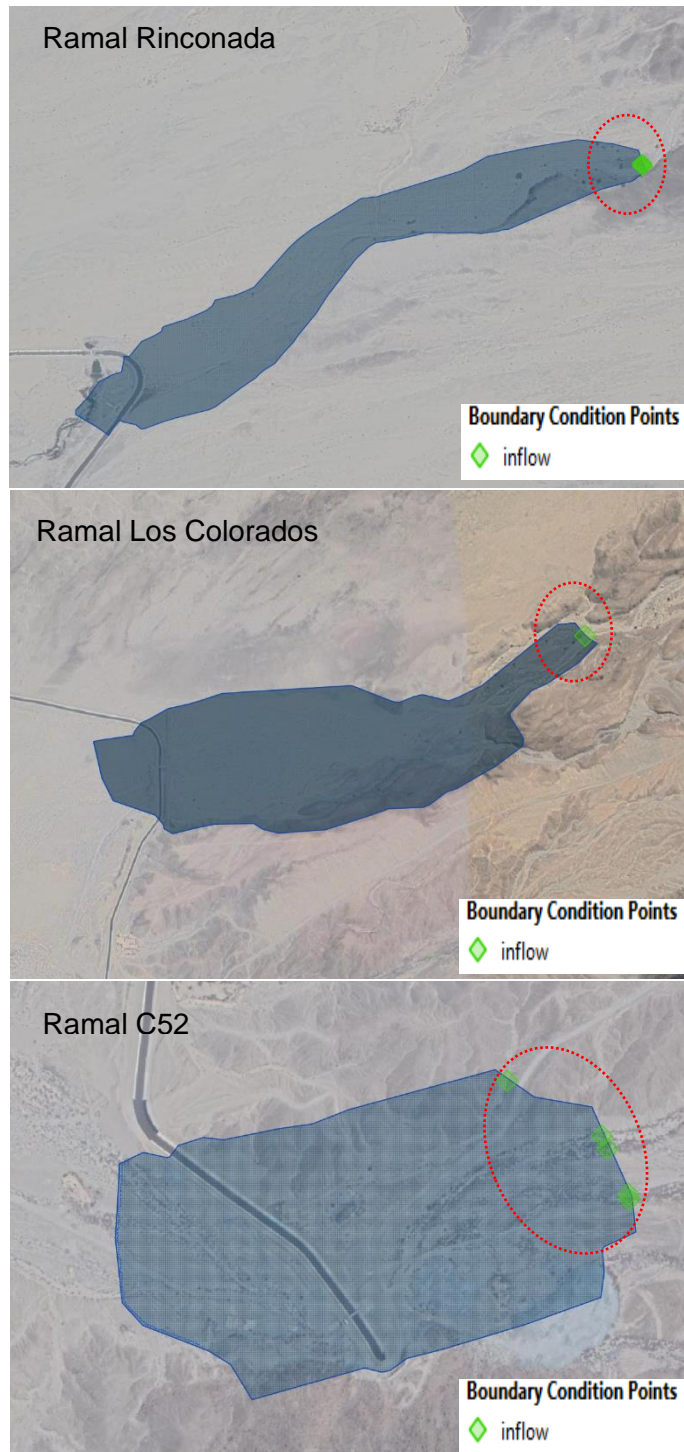
Por lo que como condición de frontera del flujo de entrada en los nodos es identificada como input files en INFLOW.DAT, el cual contendrá Los hidrogramas de entrada del flujo líquido y concentración del flujo sólido para cada microcuenca analizada para los distintos escenarios analizados.

Los puntos de entrega que son tenidos en cuenta en la simulación de avenidas torrenciales generadas por precipitaciones de las microcuencas Rinconada, Los Colorados y C52, son las presentadas en forma de puntos verdes en las Figura 77.

Condiciones aguas abajo

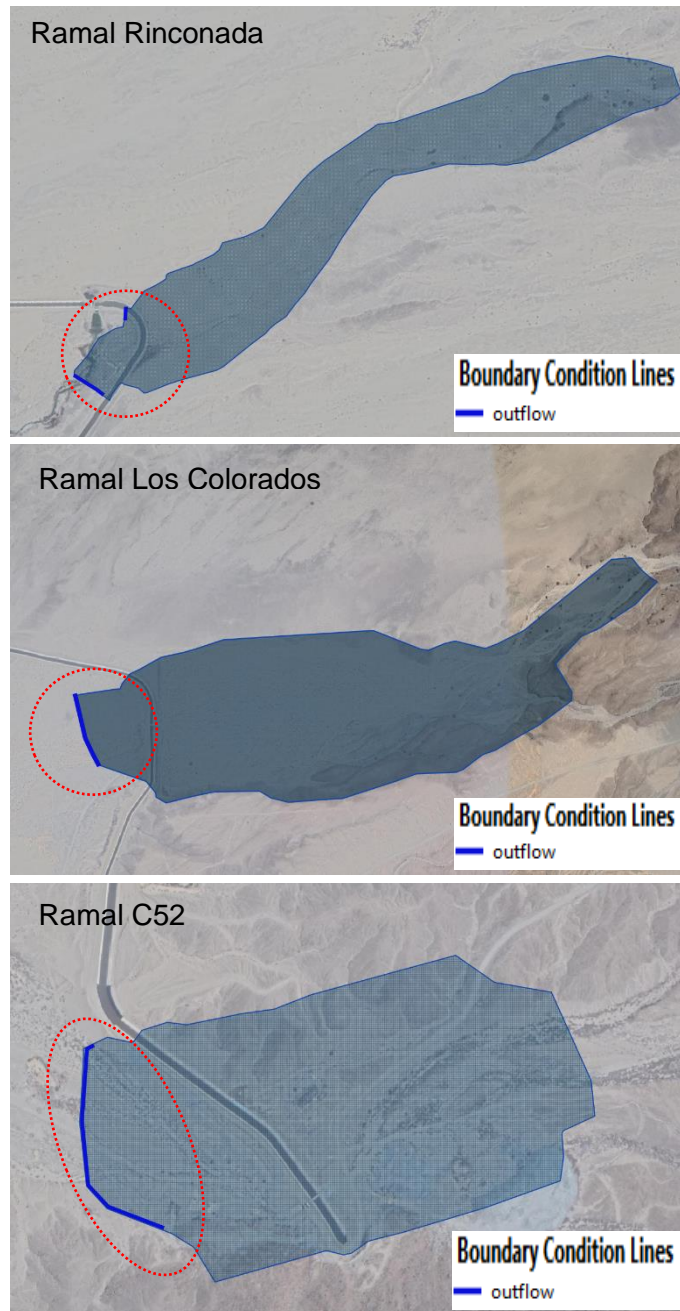
Por lo que como condición de frontera del flujo de salida en los nodos es identificada como input files en OUTFLOW.DAT y son los presentados en la Figura 78.

Figura 77: Puntos de entrega de Caudal según al Análisis Hidrológico.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 78: Condición de salida en el complemento FLO2D de QGIS.



Fuente: Elaboración propia.

Hidrología

En la presente tesis, se obtuvieron los hidrogramas de caudal líquido, correspondientes al valor máximo de precipitación para los periodos de retorno 50, 100, 140 y 200 años, cuyos resultados se indican en el cuadro N°29 y en la Graficas 16, 17 y 18.

Medición de los Parámetros Reológicos

Los flujos hiperconcentrados, incluyendo inundaciones y flujos de barro se analizan mediante un modelo reológico cuadrático.

Del estudio de suelos, se determina que nuestro resultado se asemeja al tipo de muestra Glenwood sample 4 (Ramal Rinconada y Ramal Colorado y Ramal C52).

En nuestro caso para las microcuencas Rinconada, Los Colorados y C52, los parámetros reológicos asumidos son:

Cuadro N°36: Esfuerzo de cedencia y viscosidad asumidos para el estudio

CUENCA SUBCUENCAS	$\tau_y = \alpha_1 e^{\beta_1 c_v}$		$\eta = \alpha_2 e^{\beta_2 c_v}$	
	α_1	β_1	α_2	β_2
Ramal Rinconada	0.00172	29.5	0.000602	33.1
Ramal Los Colorados	0.00172	29.5	0.000602	33.1
Ramal C52	0.00172	29.5	0.000602	33.1

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar el valor de Esfuerzo de cedencia y viscosidad, se identificaron los tipos de muestra del estudio de mecánica de suelos, para que luego se fije la similitud con la Tabla N°10, y así se determinen a qué tipo de muestra corresponden según O'Brien y Julien (1988).

Las ecuaciones que satisfacen el modelo O'Brien y Julien, donde α_1 y α_2 son coeficientes empíricos determinados de la tabla N°11.

Así mismos se ha determinado la Resistencia para el Flujo Laminar (K), la cual es calculada por el modelo FLO-2D a partir del valor del coeficiente de Manning, cuyo valor estimado se presenta el cuadro N°37.

Cuadro N°37: Resistencia de flujo laminar área de estudio

CUENCA SUBCUENCAS	K
Ramal Rinconada	1,660.86
Ramal Los Colorados	1,401.01
Ramal C52	1,111.65

Fuente: Elaboración propia.

Concentración de Sedimentos (Cv)

Para la estimación de la concentración de sedimentos se siguió la metodología propuesta por O'Brien et al., 1993, que consiste en asignar a la creciente del caudal líquido, una concentración volumétrica de sedimentos. Esta asignación se basa en observaciones de campo, características granulométricas del sedimento del lecho las cuales han sido consideradas en el Estudio de hidrología en el cual se asignaron valores de concentraciones entre 35% (para caudales bajos) y 42% a los hidrogramas de caudales líquidos generados los cuales se muestran con en el Cuadro N°38.

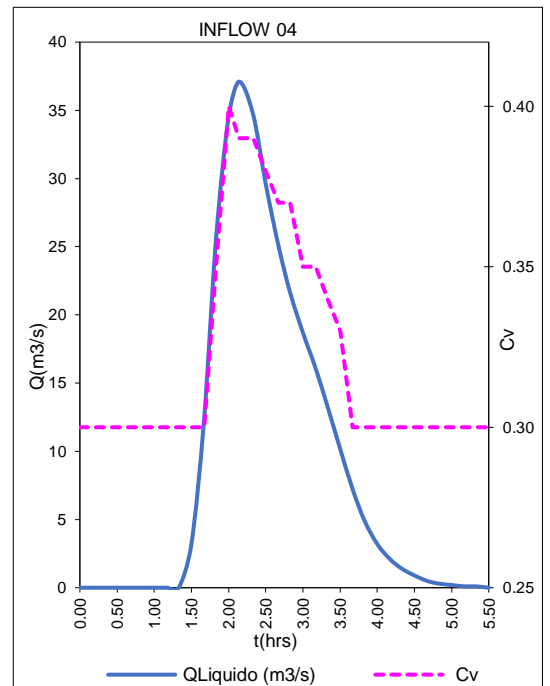
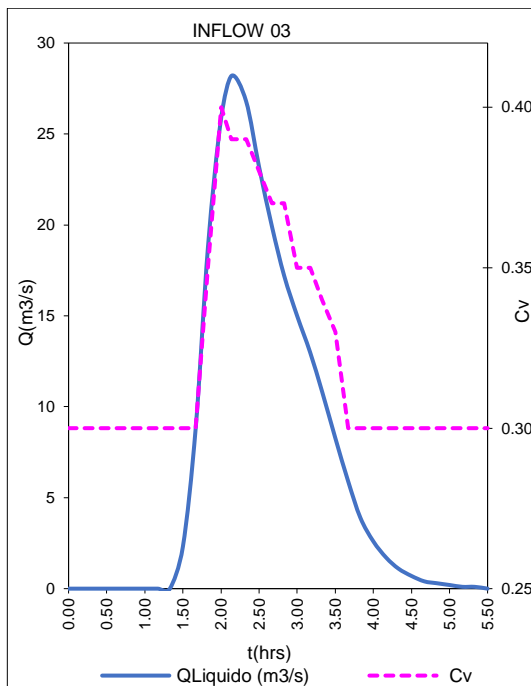
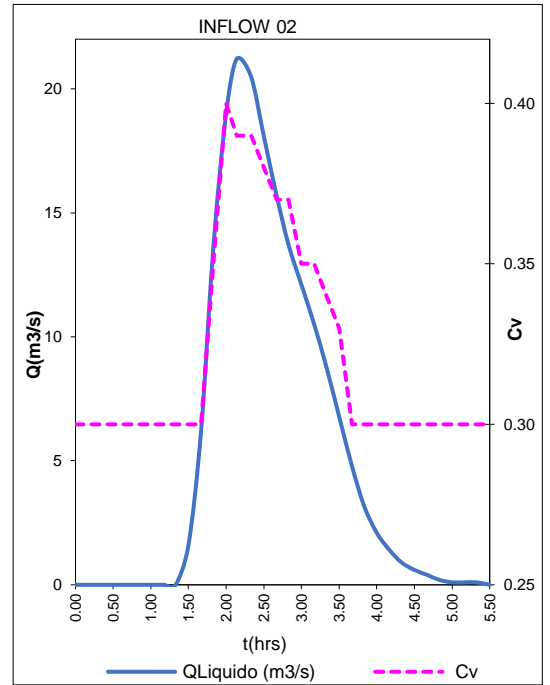
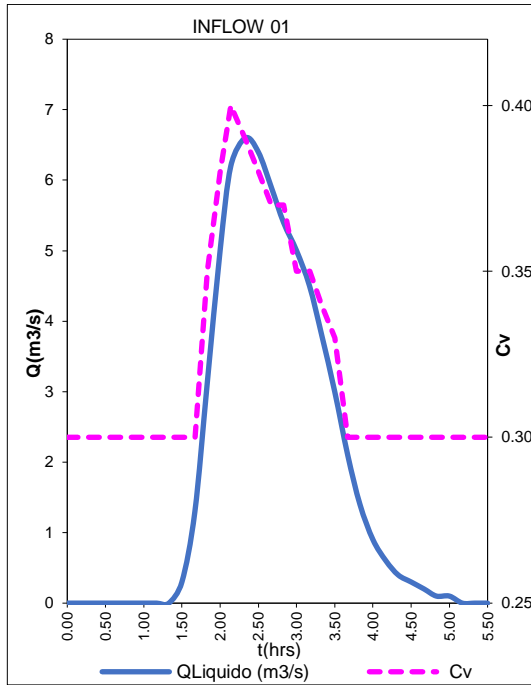
En los gráficos del 22 al 24 presenta Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos para las microcuencas Rinconada, Los Colorados y C52.

Cuadro N°38: Concentración de sedimentos Cv

CUENCA SUBCUENCAS	Cv
Ramal Rinconada	0.40
Ramal Los Colorados	0.42
Ramal C52	0.35

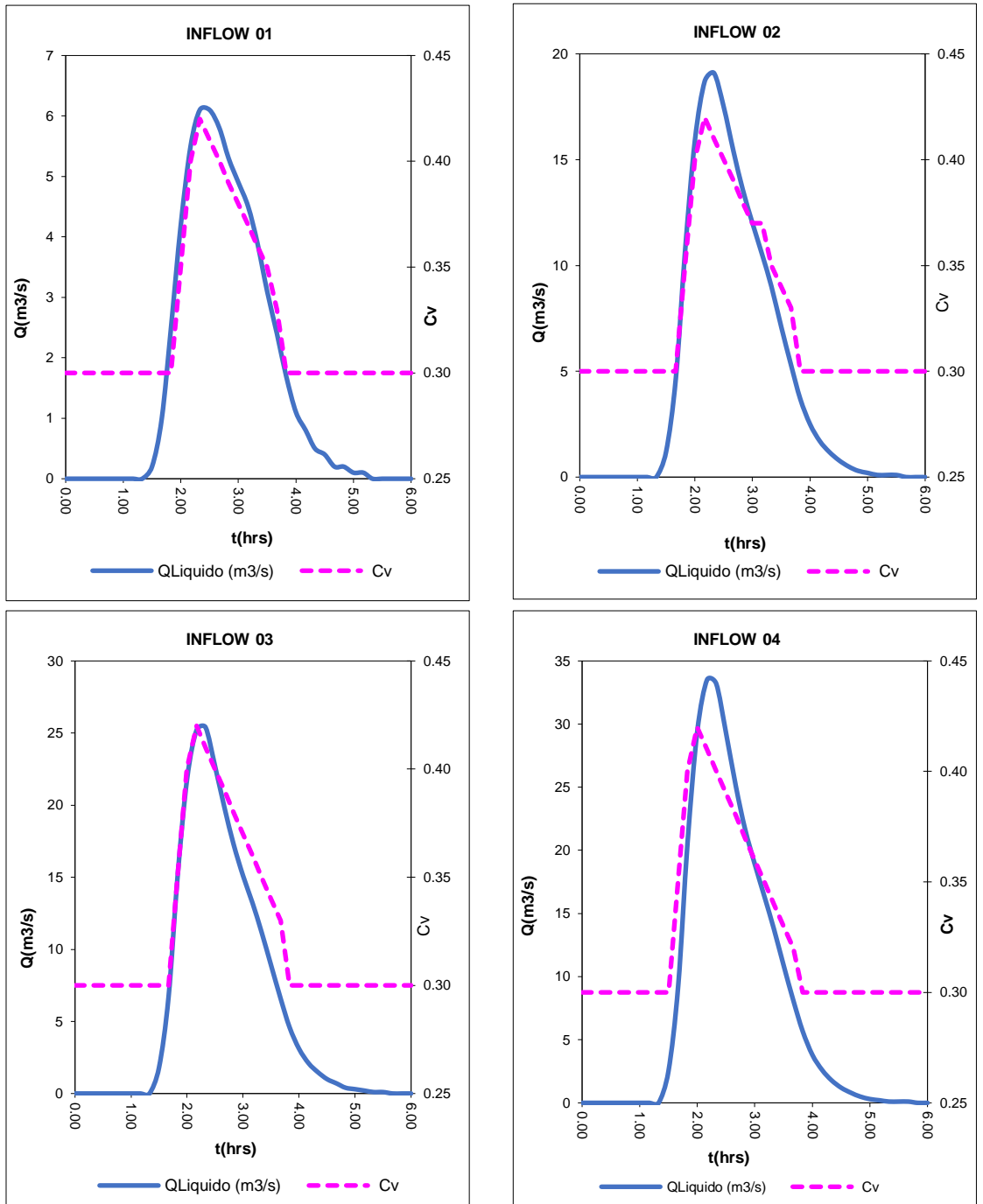
Fuente: O'Brien, 2000

Gráfico N°22: Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos – Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

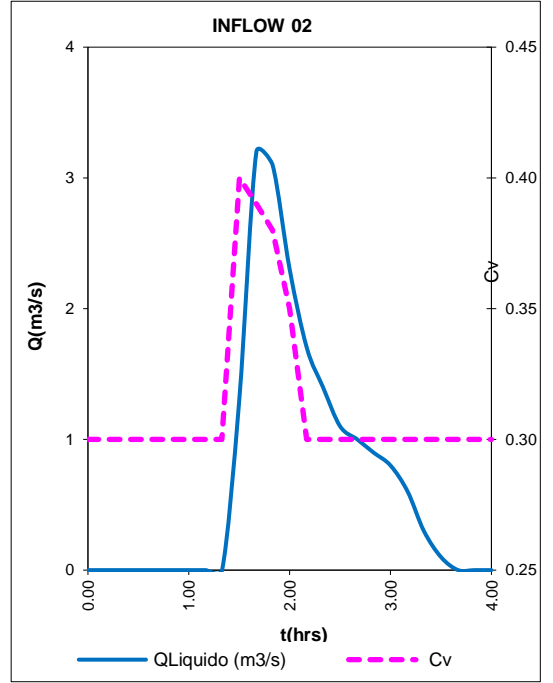
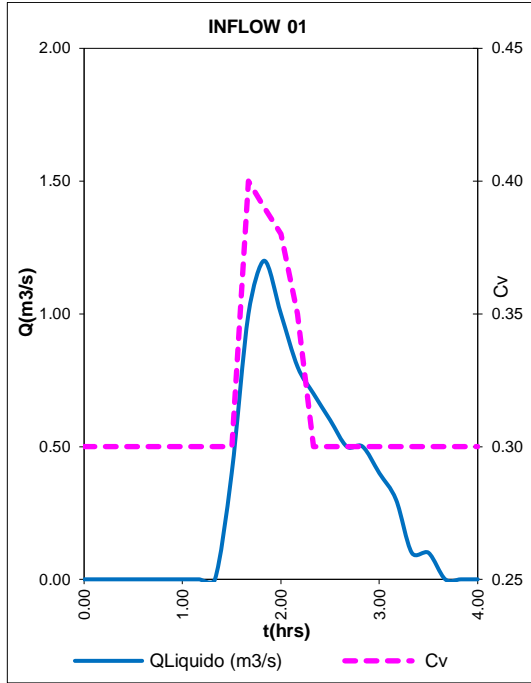
Gráfico N°23: Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos – Ramal Los



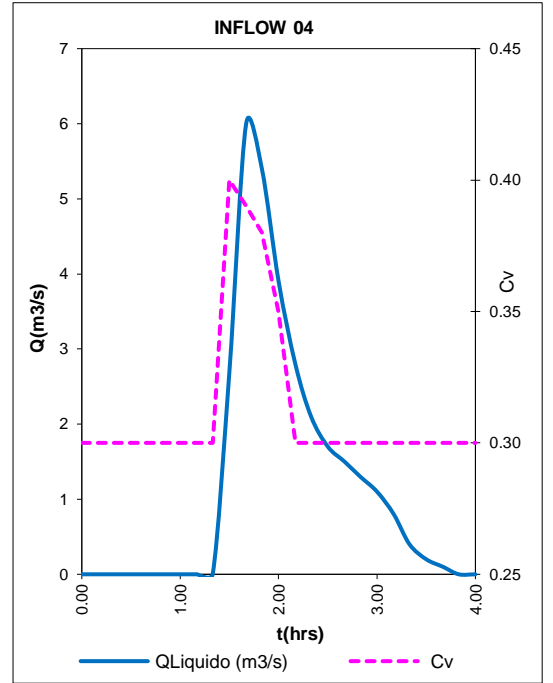
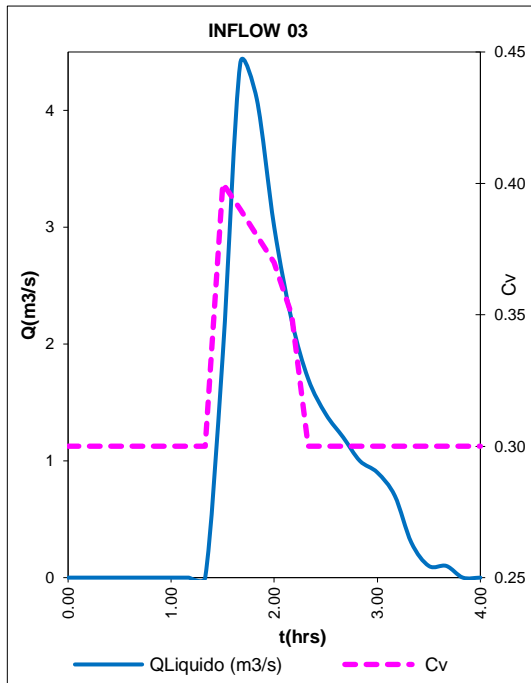
Colorados

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°24: Hidrograma de caudal líquido y distribución de la concentración volumétrica de sedimentos – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

Criterios para la Generación de una Avenida de Lodos

Esta estimación se hizo utilizando la metodología propuesta por O'Brien, según la cual el hidrograma de flujo de detritos se estima a partir del hidrograma de flujo de agua multiplicado por un factor (BF) que es en función de la concentración volumétrica de sedimentos.,

En los gráficos del 25 al 27, se presenta los Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico.

La profundidad del flujo de este escenario fue utilizada para comparar con los resultados de las huellas registradas en la sección de control para el evento de marzo 2017.

3.5.6 Calibración y simulación del flujo de lodos

La calibración para nuestro caso de estudio consiste en tratar de coincidir los tirantes del modelo con las marcas de flujo del evento del 2017 encontradas en campo (Secciones de control). Además, debemos ajustar el volumen reportado de campo con el volumen estimado de campo. La variable a ser modificada en el modelo FL0-2D será la concentración volumétrica de sedimentos (Cv) en la estructuración del hidrograma líquido y sólido.

3.5.7 Secciones de Control con Fines de Calibración

La localización de las secciones de control fue definida en el Estudio Hidrológico de forma tal, que se pudiera realizar un balance de masas en los puntos de entrega y tener una idea del orden de magnitud de los caudales transportados por los diferentes cauces

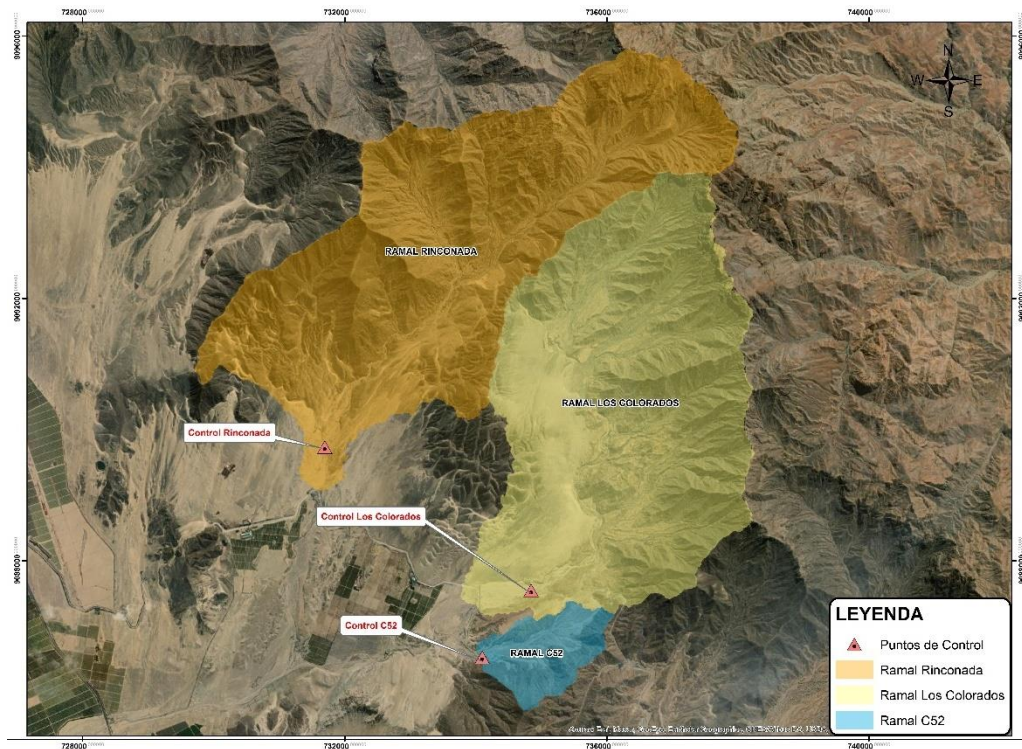
Las mediciones de niveles de las secciones control se realizaron en 3 puntos.

Cuadro N°39: Ubicación de Secciones Control, con fines de Calibración del Modelo.

CUENCA SUBCUENCAS	HUELLA TIPO	UBICACIÓN	
		NORTE	ESTE
Ramal Rinconda	HIDRICA	9089730	731693
Ramal Colorado	HIDRICA	9087551	734843
Ramal C52	HIDRICA	9086526	734097

Fuente: Elaboración propia.

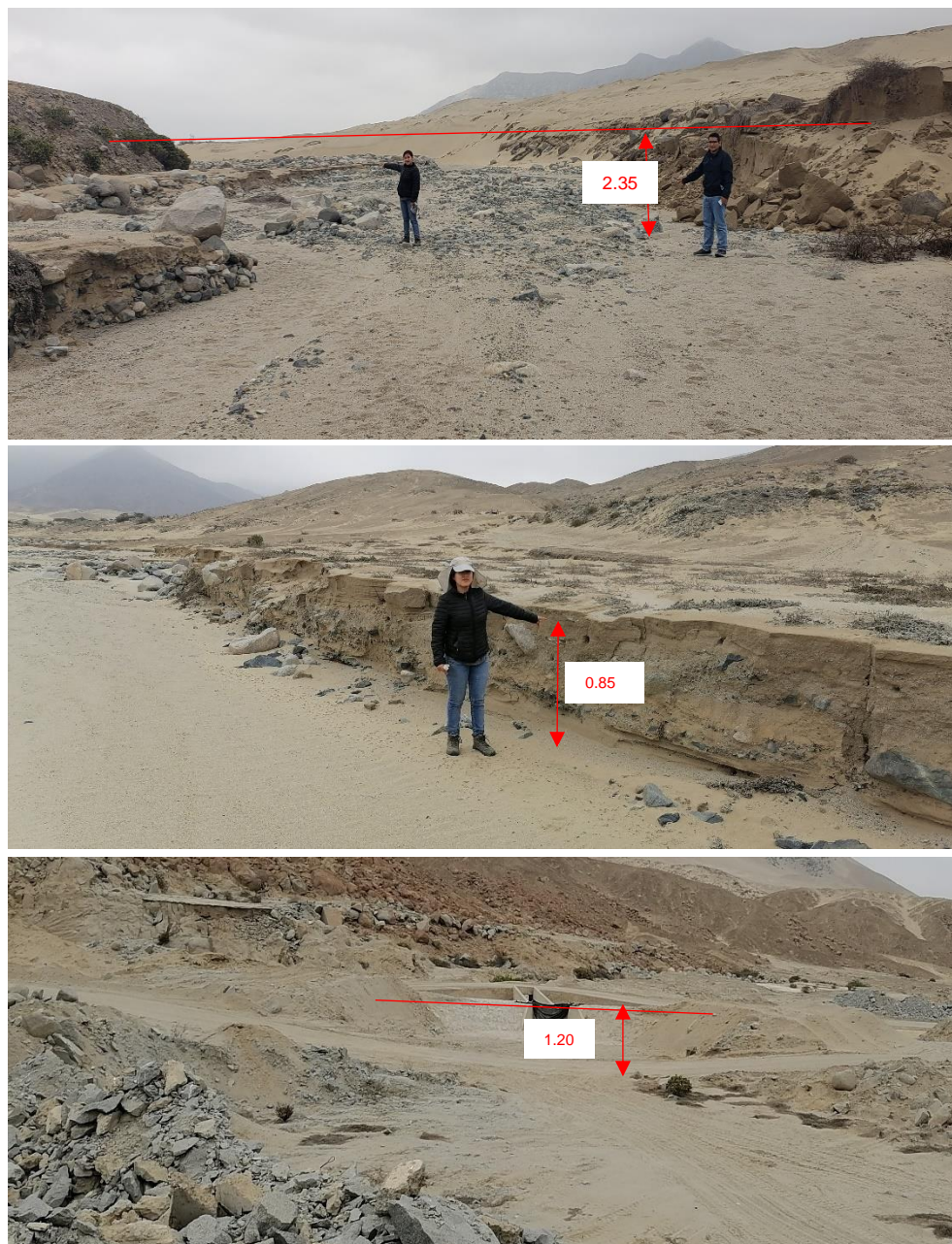
Figura 79: Localización de los puntos de control para la calibración del modelo



Fuente: Elaboración propia.

Como se dijo con anterioridad para validar nuestros resultados, se tratará de coincidir los resultados de las simulaciones en cuanto a los tirantes del modelo con las marcas de flujo encontradas en campo. Para este proceso se ha tomado registros fotográficos de las huellas dejadas por los huaycos en las paredes de la quebrada.

Foto N°1: Marcas de Flujo de Lodo encontradas en campo



Así, se identificó los puntos de control cuyas coordenadas están descritas en el cuadro N°39.

3.5.8 Simulación de Escenarios – Periodos de Retorno

Para la simulación de flujos de lodo y escombros en este sistema fueron considerados los hidrogramas de diseño asociados a diferentes recurrencias obtenidos por aplicación del modelo hidrológico HEC-HMS

en estudios de Hidrología. En dicho estudio se presentó la modelación hidrológica de las microcuencas Rinconada, Los Colorados y C52, se estimaron sus hidrogramas de diseño para recurrencias de 50, 100, 140, 200 años.

Ramal Rinconada

Para la simulación del evento de flujo de escombros en el Ramal Rinconada se estimó una distribución de Cv en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.30 y aumentando gradualmente hasta 0.40. El pico de Cv se ubicó a minutos antes del pico del hidrograma líquido.

El hidrograma de caudal líquido generado con la respectiva concentración volumétrica de sedimento, se coloca como condición de borde en la celda 119116 donde la quebrada alcanza la cota 229.72 m.s.n.m., celda 119172 donde la quebrada alcanza la cota 229.63 m.s.n.m., celda 119226 donde la quebrada alcanza la cota 229.54 m.s.n.m., celda 119277 donde la quebrada alcanza la cota 229.49 m.s.n.m., y la celda 119326 donde la quebrada alcanza la cota 229.48 m.s.n.m. Se estableció la rugosidad "n" de Manning de 0.035 en el cauce de la quebrada.

Para el $T_r = 50$ años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 58,913.82 m³, de los cuales 37,605.60 m³ son volumen de agua y 21,308.22 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el $T_r = 100$ años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 171,581.98 m³, de los cuales 108,990.00 m³ son volumen de agua y 62,591.98 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el $T_r = 140$ años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 222,031.62 m³, de los cuales 140,947.20 m³ son volumen de agua y 81,084.42 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el $T_r = 200$ años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 285,868.51 m³, de los cuales 181,389.60 m³ son volumen de agua y 104,478.91 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Los parámetros reológicos del fluido se fijaron en función de la similitud encontrada entre las muestras recolectadas de campo. Se estimaron los coeficientes para el cálculo de la viscosidad ($\eta = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$) y esfuerzo

de cedencia ($\tau_y = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$) en función del C_v , los parámetros son $\alpha_1 = 0.00172$, $\alpha_2 = 0.000602$, $\beta_1 = 29.5$ y $\beta_2 = 33.1$. La gravedad específica del sedimento es igual 2.60 (valor máximo del estudio de mecánica de suelos de las muestras extraídas de campo), así mismo Se asume una resistencia de la planicie al flujo laminar igual 1,660.86, el cual se ingresó al modelo según se observa en la Figura 80.

Figura 80: Ingreso de parámetros reológicos en el modelo FLO 2d – Ramal Rinconada

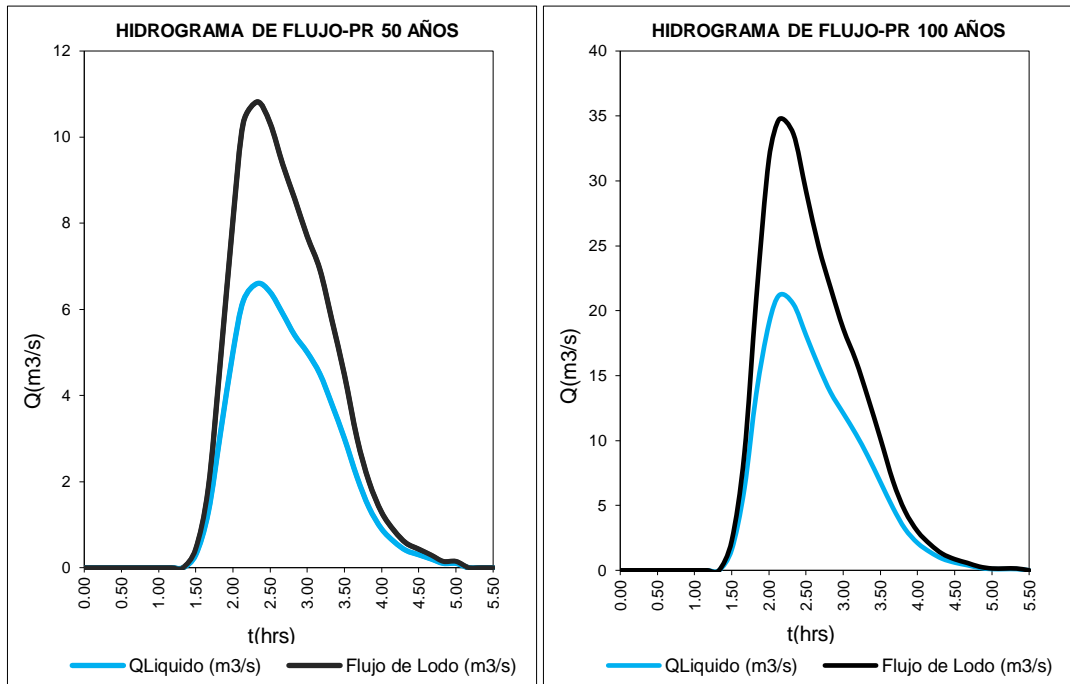
The screenshot shows the 'Mud and Sediment Transport' interface with the following parameters:

- Radio buttons: Mud / Debris, Sediment Transport, None
- Section: Hyperconcentrated Sediment Flow Parameters
- Viscosity vs Sediment Concentration: Coefficient: 0.000602, Exponent: 33.1
- Yield Stress vs Sediment Concentration: Coefficient: 0.00172, Exponent: 29.5
- Sediment Specific Gravity: 2.6
- Laminar Flow Resistance: 1660.86

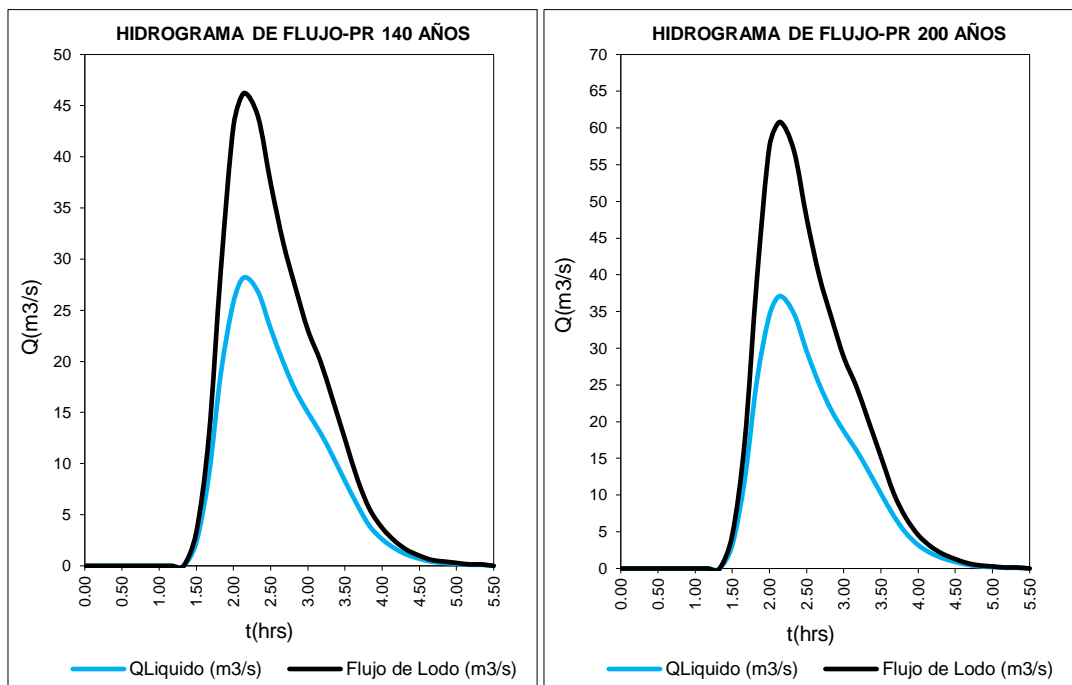
Fuente: Elaboración propia.

El tiempo de simulación es de 5.50 horas en intervalos de 3 minutos. En el Grafico N°25 se muestra los Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Rinconada.

Gráfico N°25: Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Rinconada. TR = 50, 100, 140 y 200 años.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

Ramal Los Colorados

Para la simulación del evento de flujo de escombros en el Ramal Rinconada se estimó una distribución de Cv en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.40 y aumentando gradualmente hasta 0.45. El pico de Cv se ubicó a minutos antes del pico del hidrograma líquido.

El hidrograma de caudal líquido generado con la respectiva concentración volumétrica de sedimento, se coloca como condición de borde en la celda 21698 donde la quebrada alcanza la cota 239.01 m.s.n.m., celda 21715 donde la quebrada alcanza la cota 239.05 m.s.n.m., celda 21730 donde la quebrada alcanza la cota 239.14 m.s.n.m., celda 21743 donde la quebrada alcanza la cota 239.57 m.s.n.m., y la celda 20320 donde la quebrada alcanza la cota 231.19 m.s.n.m. Se estableció la rugosidad "n" de Manning de 0.035 en el cauce de la quebrada.

Para el Pr= 50 años se ingresó volumen total de crecienta simulada de 58,142.45 m³, de los cuales 36,360.00 m³ son volumen de agua y 21,782.45 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 100 años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 165,949.42 m³, de los cuales 103,125.60 m³ son volumen de agua y 62,823.82 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 140 años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 216,923.76 m³, de los cuales 134,859.60 m³ son volumen de agua y 82,064.16 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 200 años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 279,609.70 m³, de los cuales 173,793.60 m³ son volumen de agua y 105,816.10 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Los parámetros reológicos del fluido se fijaron en función de la similitud encontrada entre las muestras recolectadas de campo. Se estimaron los coeficientes para el cálculo de la viscosidad ($\eta = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$) y esfuerzo de cedencia ($\tau_y = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$) en función del Cv, los parámetros son $\alpha_1 = 0.0345$, $\alpha_2 = 0.00283$, $\beta_1 = 20.1$ y $\beta_2 = 23$. La gravedad específica del sedimento es igual 2.60 (valor máximo del estudio de mecánica de suelos de las muestras extraídas de campo), así mismo Se asume una

resistencia de la planicie al flujo laminar igual 1,401.01, el cual se ingresó al modelo según se observa en la Figura 81.

En el Grafico N°26 se muestra los Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Rinconada.

Figura 81: Ingreso de parámetros reológicos en el modelo FLO 2d – Ramal Los Colorados

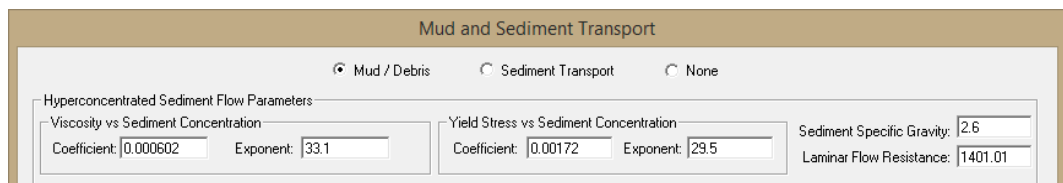
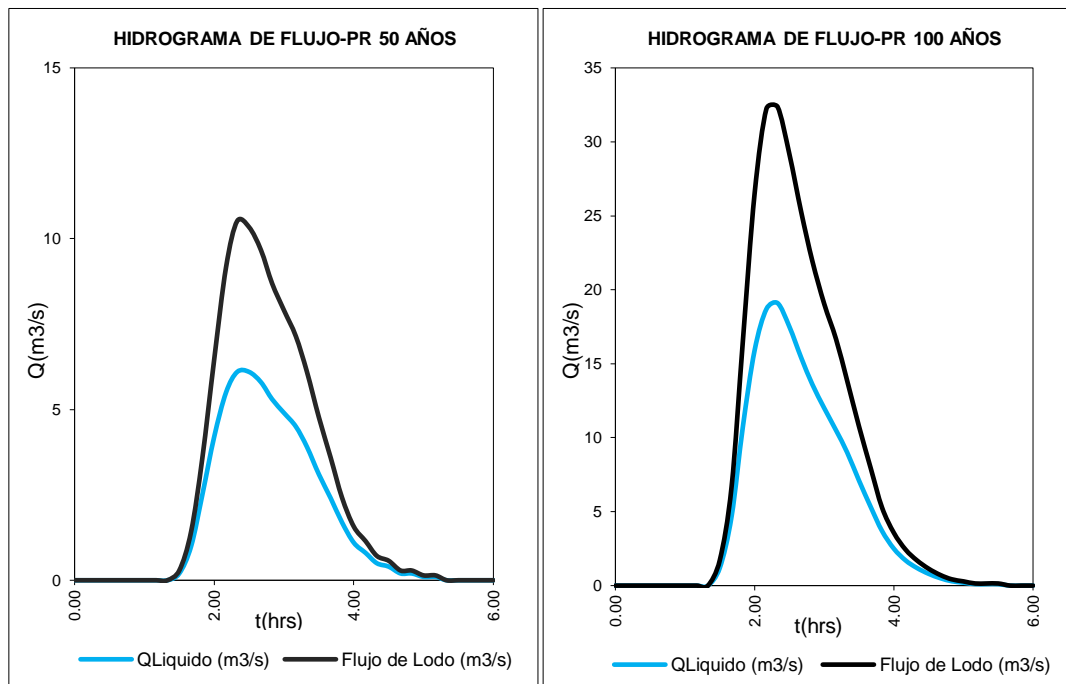
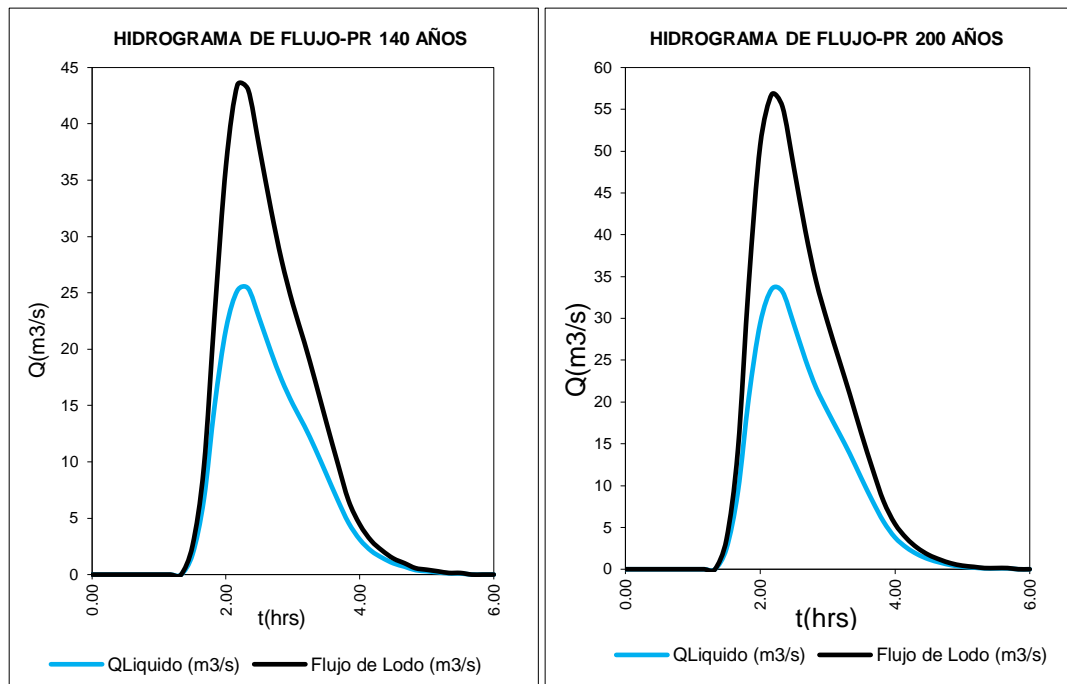


Gráfico N°26: Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Los Colorados. TR = 50, 100, 140 y 200 años.



Fuente: *Elaboración propia.*



Fuente: *Elaboración propia.*

Ramal C52

Para la simulación del evento de flujo de escombros en el Ramal Rinconada se estimó una distribución de C_v en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.40 y aumentando gradualmente hasta 0.45. El pico de C_v se ubicó a minutos antes del pico del hidrograma líquido.

El hidrograma de caudal líquido generado con la respectiva concentración volumétrica de sedimento, se coloca como condición de borde en la celda 96394 donde la quebrada alcanza la cota 200.25 m.s.n.m., celda 116967 donde la quebrada alcanza la cota 196 m.s.n.m., celda 117682 donde la quebrada alcanza la cota 196 m.s.n.m., celda 119295 donde la quebrada alcanza la cota 197 m.s.n.m., y la celda 119395 donde la quebrada alcanza la cota 197.46 m.s.n.m. Se estableció la rugosidad "n" de Manning de 0.035 en el cauce de la quebrada.

Para el Pr= 50 años se ingresó volumen total de crecienta simulada de 6,973.78 m³, de los cuales 4,561.20 m³ son volumen de agua y 2,412.58 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 100 años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 16,355.92 m³, de los cuales 10,688.40 m³ son volumen de agua y 5,667.52 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 140 años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 21,463.96 m³, de los cuales 13,820.40 m³ son volumen de agua y 7,643.56 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 200 años se ingresó un volumen total de crecienta simulada de 27,758.70 m³, de los cuales 18,028.80 m³ son volumen de agua y 9,729.90 m³ corresponden a volumen de sedimento.

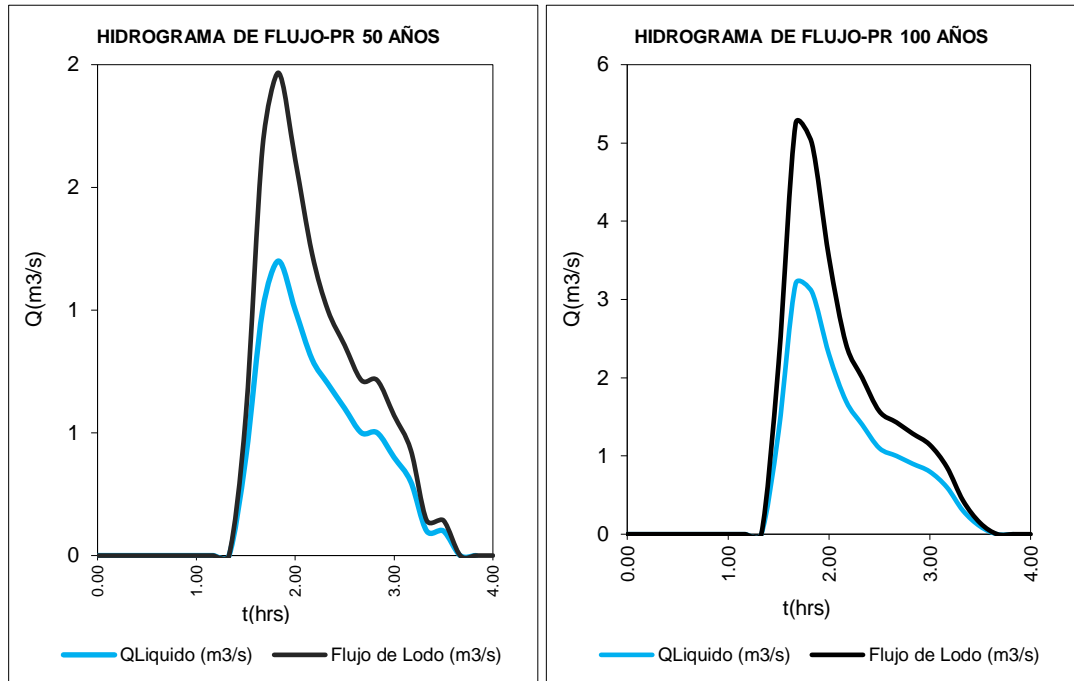
Los parámetros reológicos del fluido se fijaron en función de la similitud encontrada entre las muestras recolectadas de campo. Se estimaron los coeficientes para el cálculo de la viscosidad ($\eta = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$) y esfuerzo de cedencia ($\tau_y = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$) en función del C_v , los parámetros son $\alpha_1 = 0.0345$, $\alpha_2 = 0.00283$, $\beta_1 = 20.1$ y $\beta_2 = 23$. La gravedad específica del sedimento es igual 2.60 (valor máximo del estudio de mecánica de suelos de las muestras extraídas de campo), así mismo Se asume una resistencia de la planicie al flujo laminar igual 1,401.01, el cual se ingresó al modelo según se observa en la Figura 82.

En el Grafico N°27 se muestra los Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Rinconada.

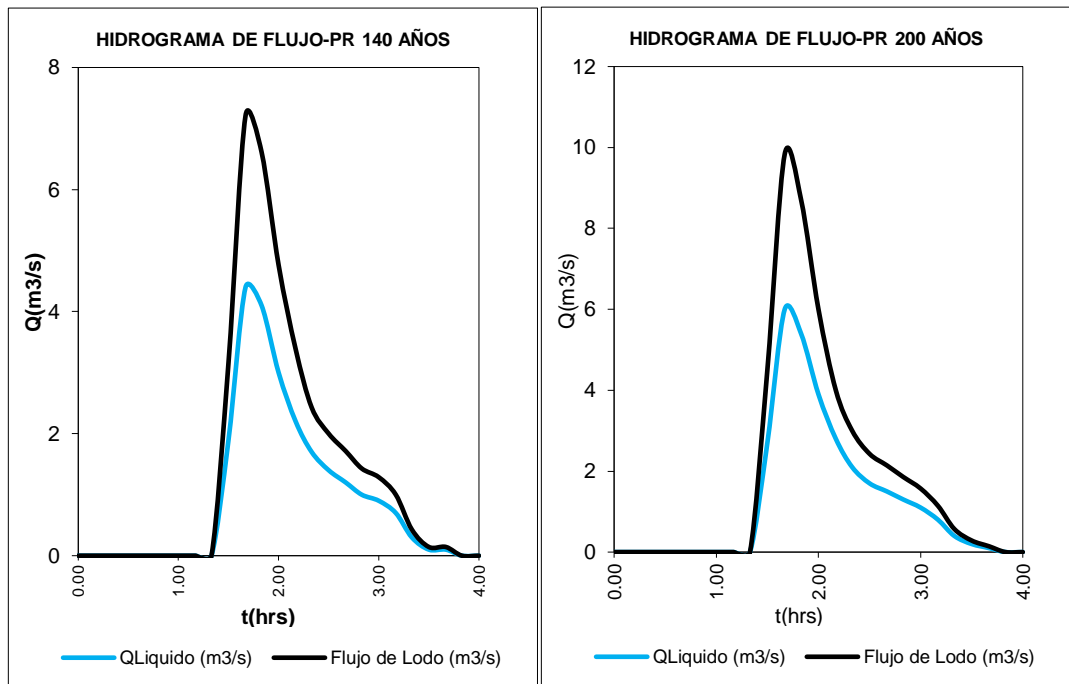
Figura 82: Ingreso de parámetros reológicos en el modelo FLO 2d – Ramal C52

Hyperconcentrated Sediment Flow Parameters	
Viscosity vs Sediment Concentration	Yield Stress vs Sediment Concentration
Coefficient: 0.000602 Exponent: 33.1	Coefficient: 0.00172 Exponent: 29.5
Sediment Specific Gravity: 2.6	
Laminar Flow Resistance: 1111.65	

Gráfico N°27: Hidrogramas de caudal sólido y líquido como entrada al modelo hidráulico Ramal Los Colorados. TR = 50, 100, 140 y 200 años.



Fuente: *Elaboración propia.*

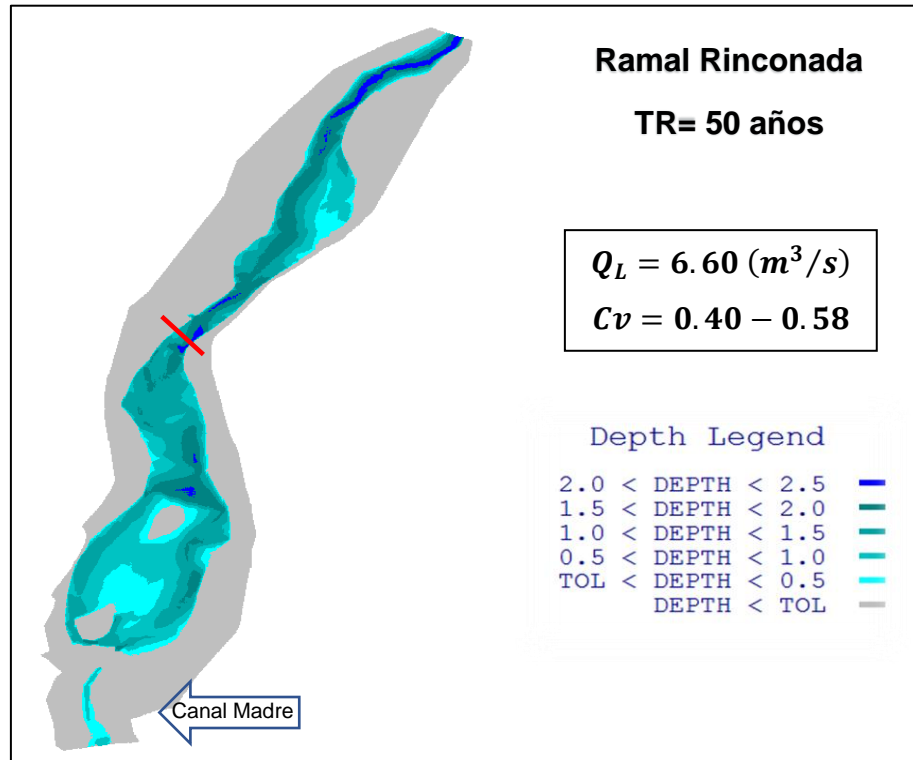


Fuente: *Elaboración propia.*

A continuación, se muestran los resultados de la modelación con FLO 2D, de cada microcuencia y para cada periodo de retorno.

Ramal Rinconada

Figura 83: Tirantes Máximos calibrados PR 50 años – Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

Figura 84: Velocidades Máximas calibradas PR 50 años – Ramal Rinconada

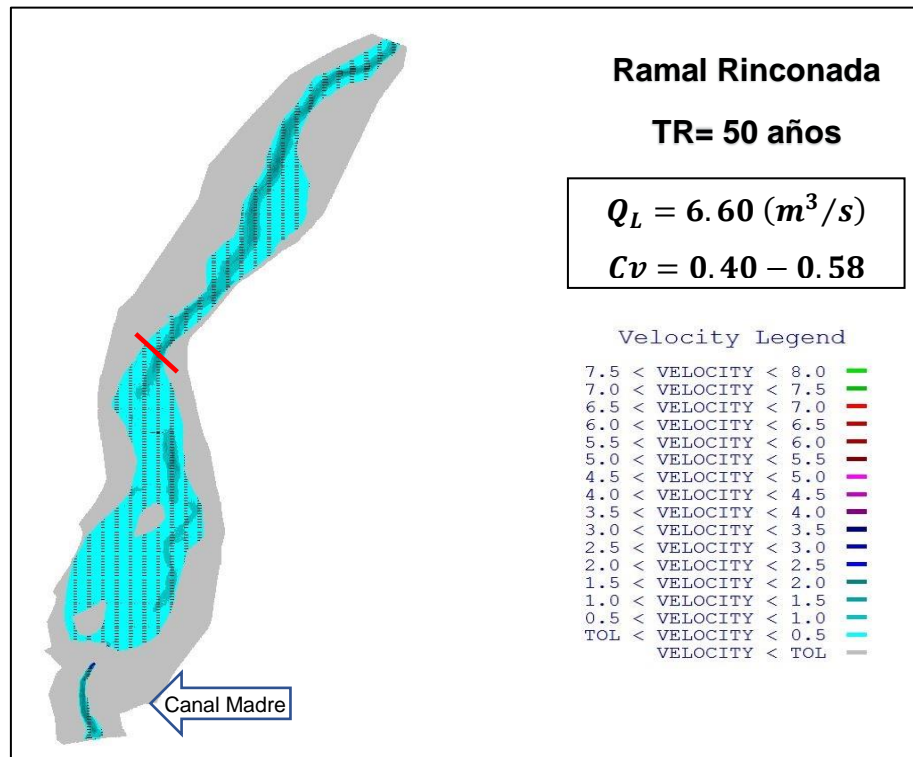
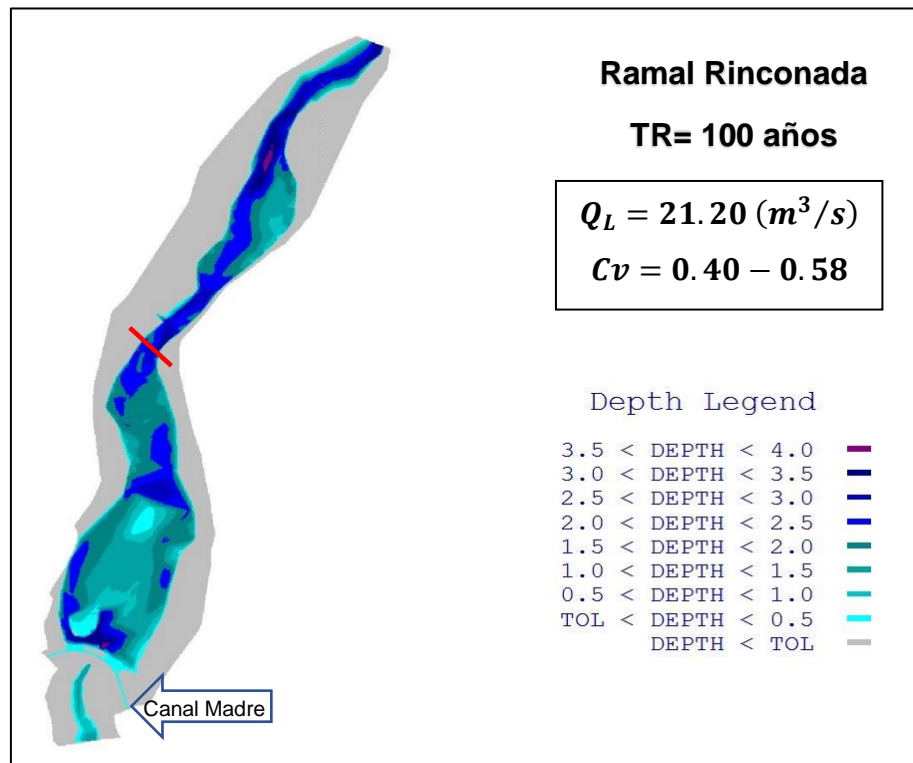
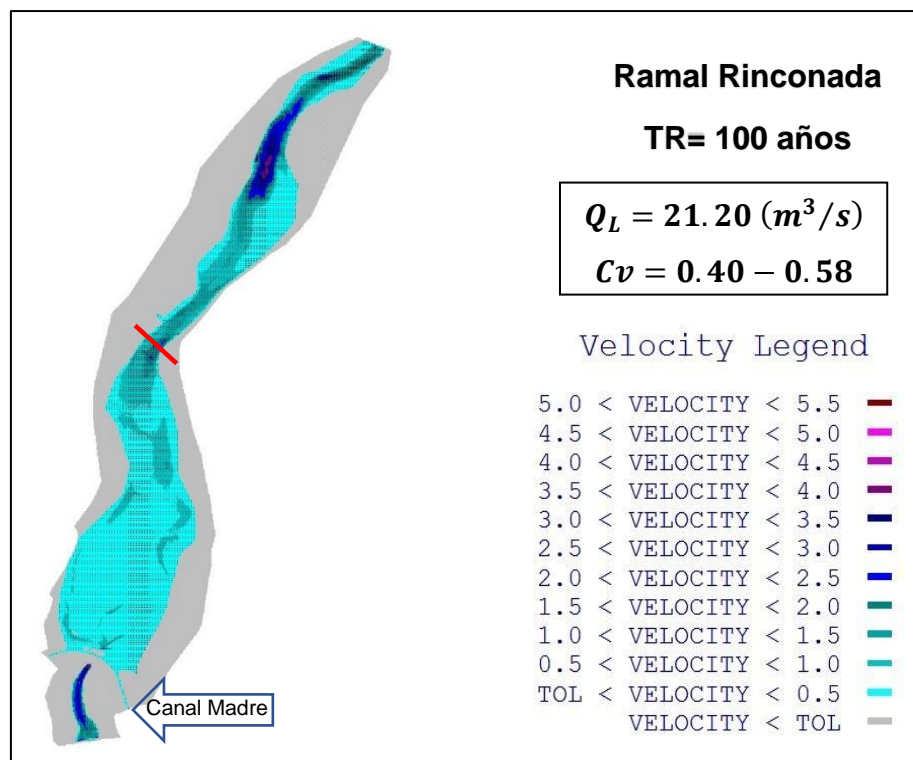


Figura 85: Tirantes Máximos calibrados PR 100 años – Ramal Rinconada



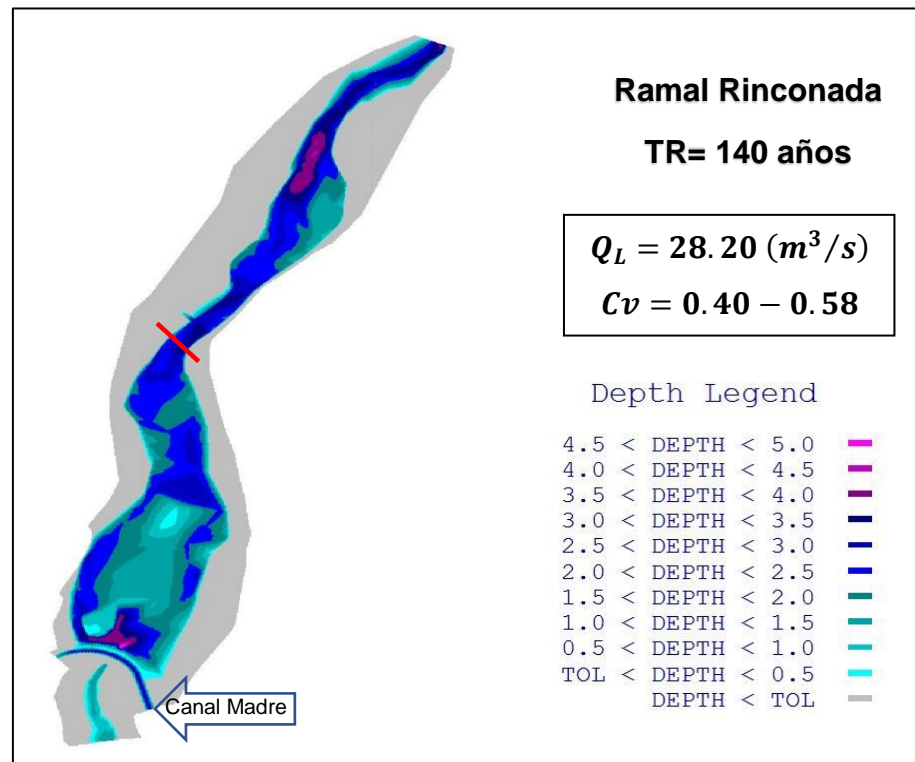
Fuente: Elaboración propia.

Figura 86: Velocidades Máximas calibradas PR 100 años – Ramal Rinconada



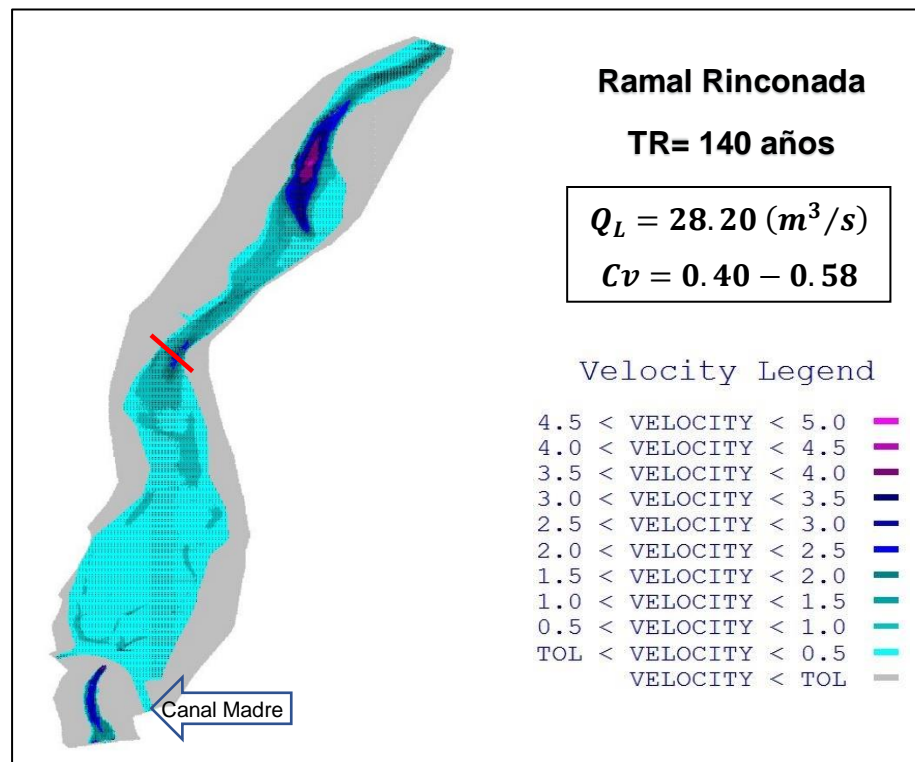
Fuente: Elaboración propia.

Figura 87: Tirantes Máximos calibrados PR 140 años – Ramal Rinconada



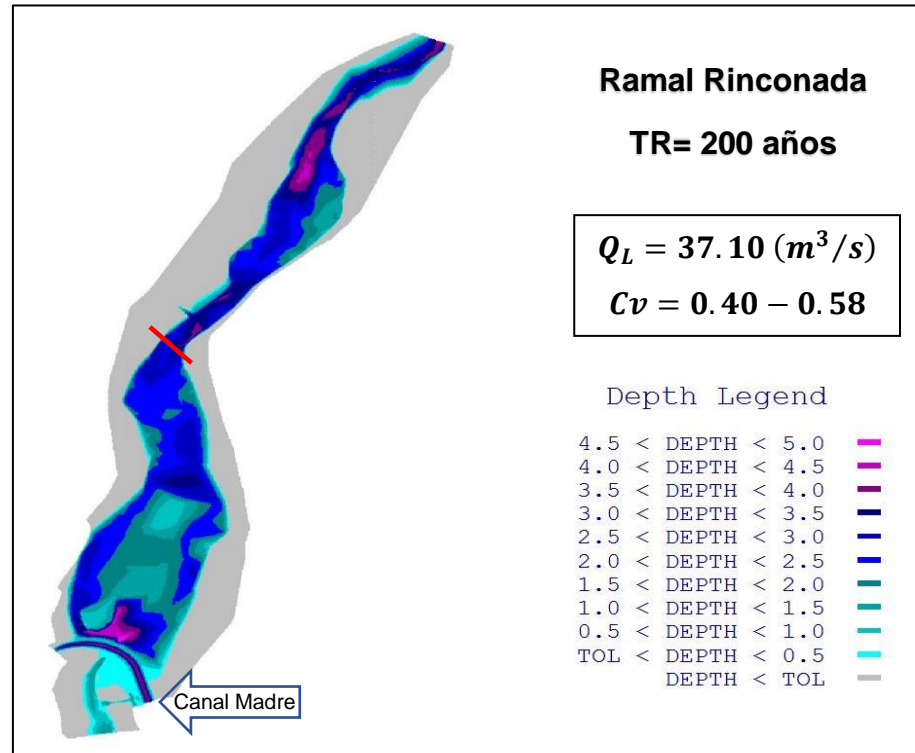
Fuente: Elaboración propia.

Figura 88: Velocidades Máximas calibradas PR 140 años – Ramal Rinconada



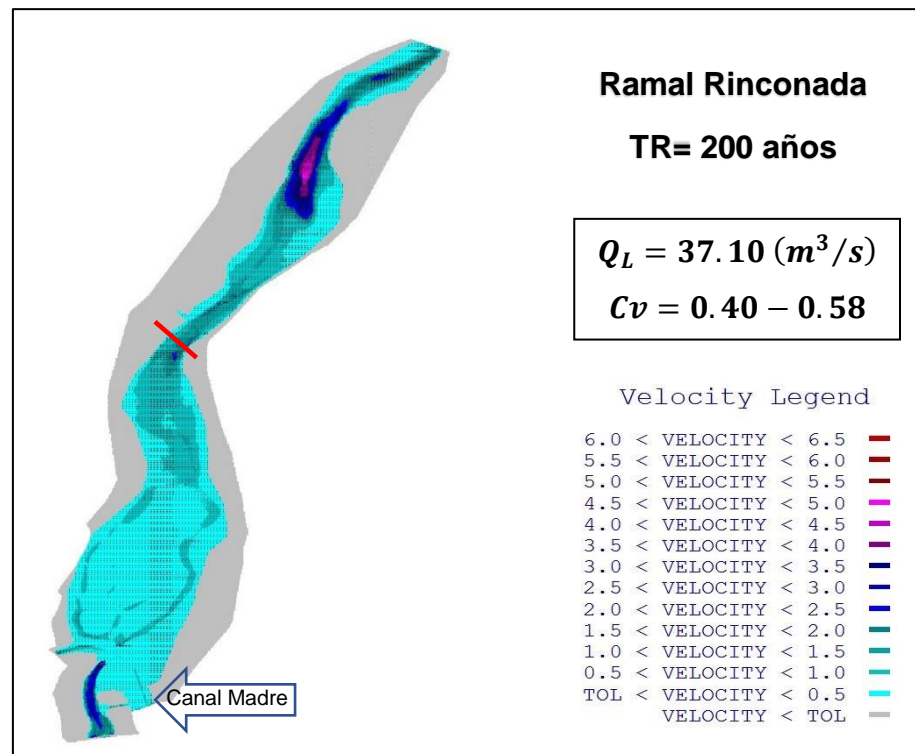
Fuente: Elaboración propia.

Figura 89: Tirantes Máximos calibrados PR 200 años – Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

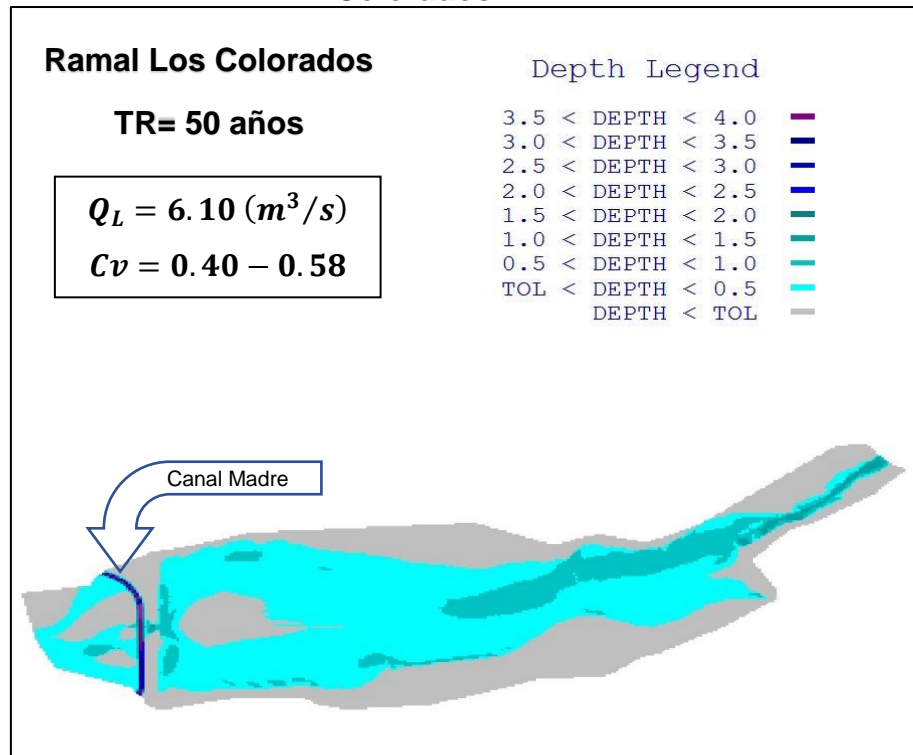
Figura 90: Velocidades Máximas calibradas PR 200 años – Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

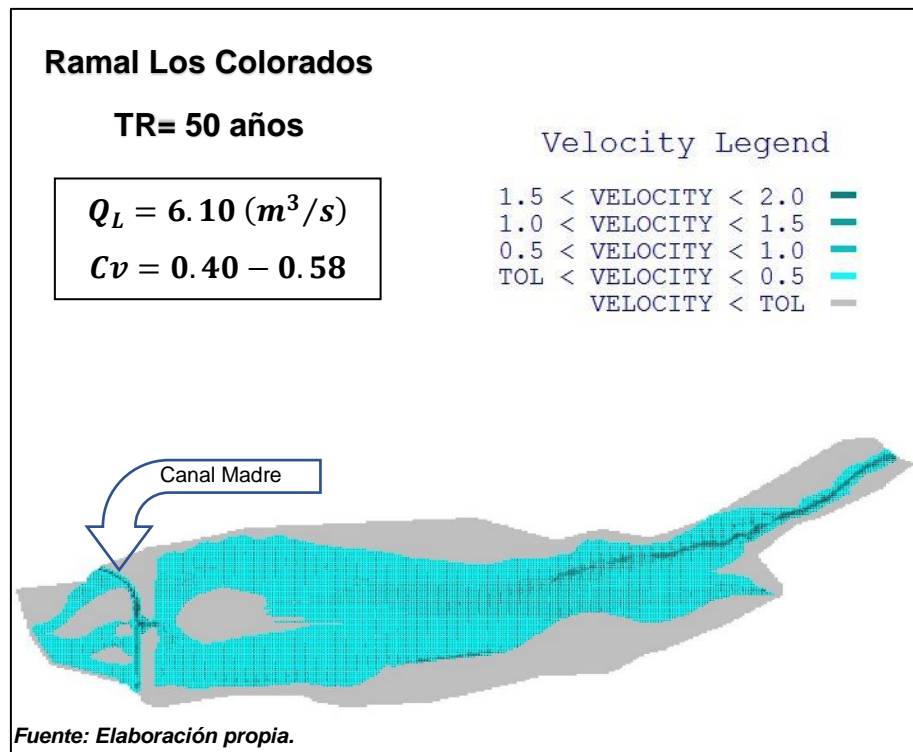
Ramal Los Colorados

Figura 91: Tirantes Máximos calibrados PR 50 años – Ramal Los Colorados



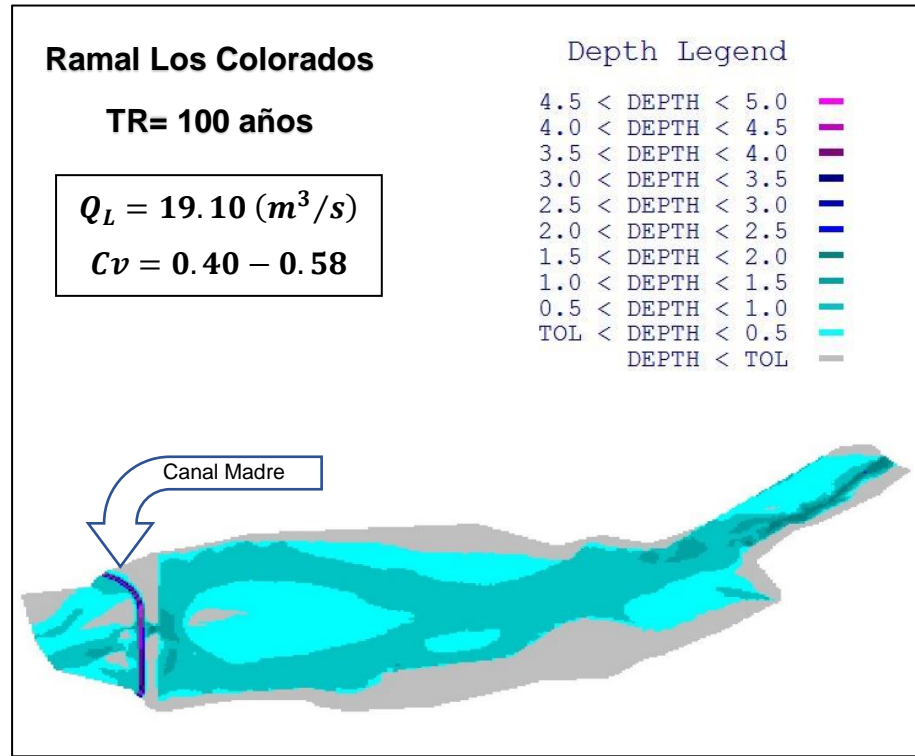
Fuente: Elaboración propia.

Figura 92: Velocidades Máximas calibradas PR 50 años – Ramal Los Colorados



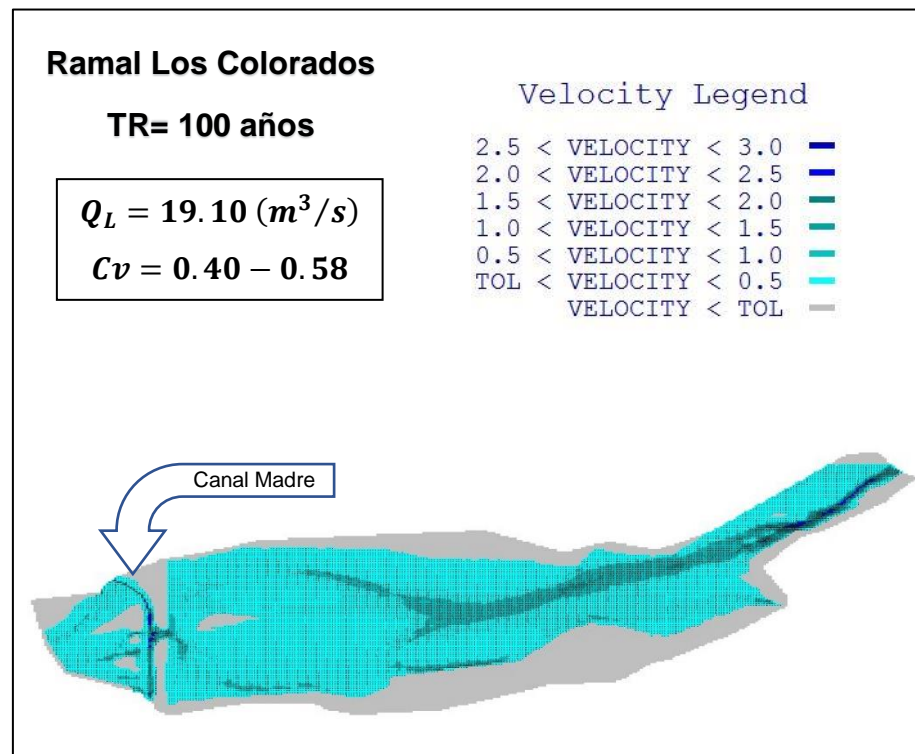
Fuente: Elaboración propia.

Figura 93: Tirantes Máximos calibrados PR 100 años – Ramal Los Colorados



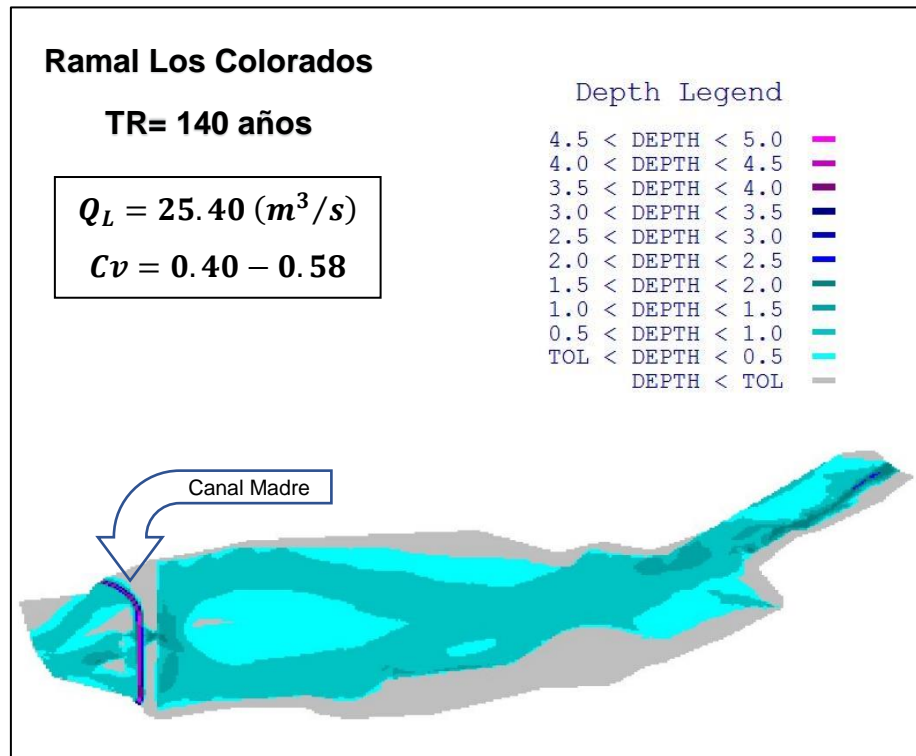
Fuente: Elaboración propia.

Figura 94: Velocidades Máximas calibradas PR 100 años – Ramal Los Colorados



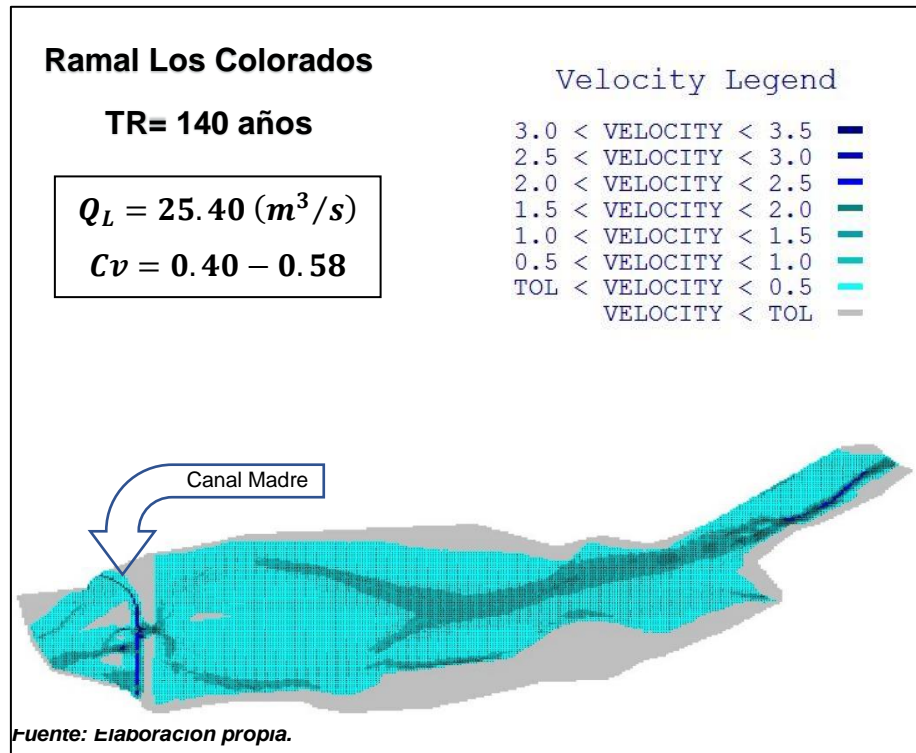
Fuente: Elaboración propia.

Figura 95: Tirantes Máximos calibrados PR 140 años – Ramal Los Colorados



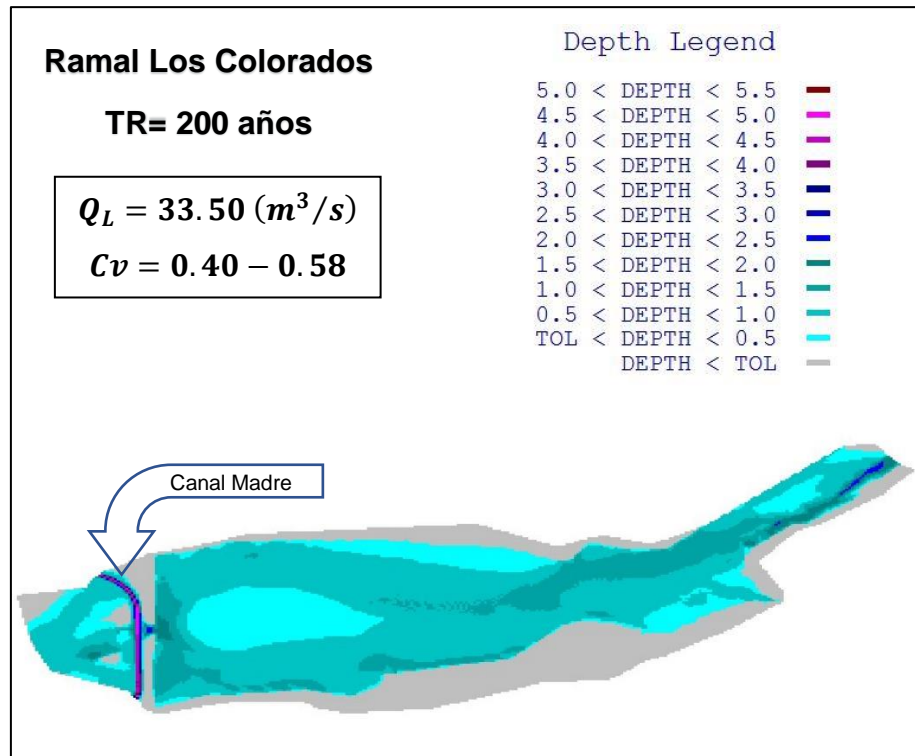
Fuente: Elaboración propia.

Figura 96: Velocidades Máximas calibradas PR 140 años – Ramal Los Colorados



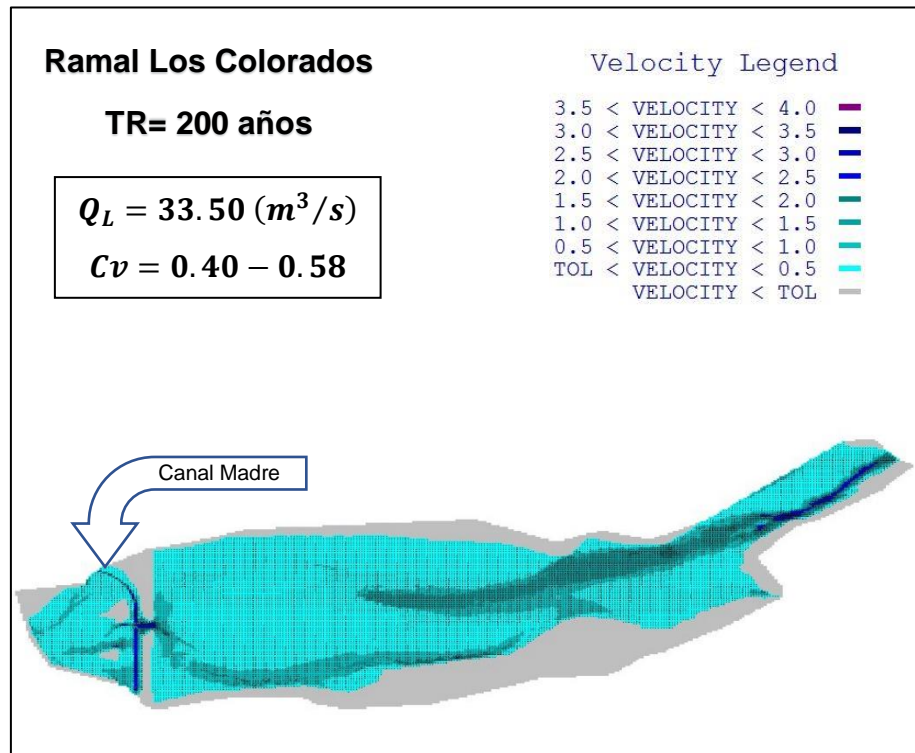
Fuente: Elaboración propia.

Figura 97: Tirantes Máximos calibrados PR 200 años – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 98: Velocidades Máximas calibradas PR 200 años – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Ramal C52

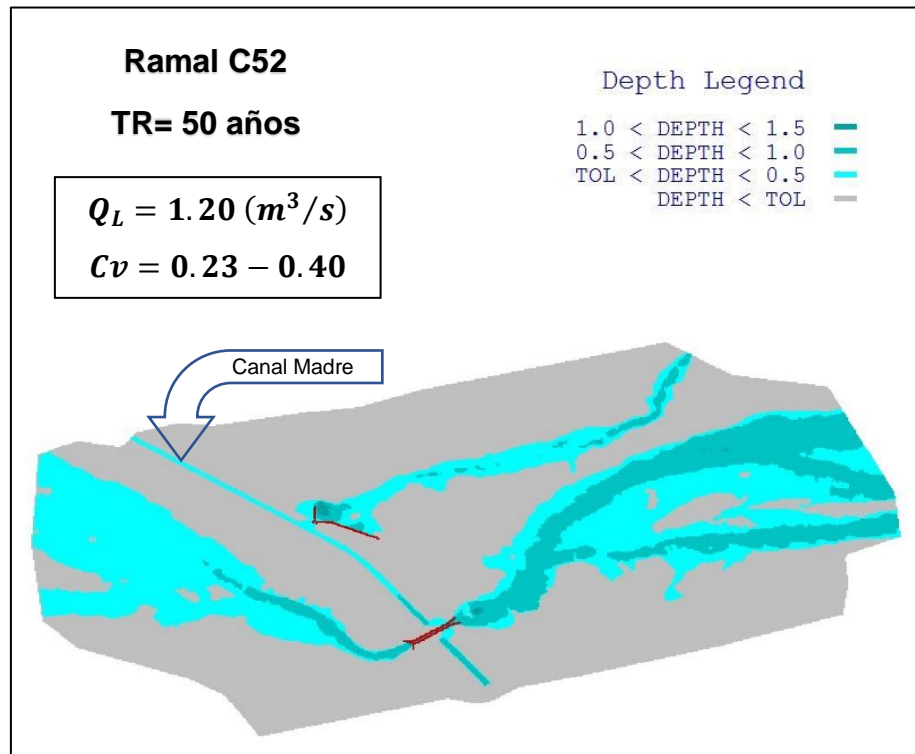
Para el Pr= 50 años los resultados de la modelación con FLO-2D nos da un volumen total de creciente simulada de 58,913.82 m³, de los cuales 37,605.60 m³ son volumen de agua y 21,308.22 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 100 años los resultados de la modelación con FLO-2D nos da un volumen total de creciente simulada de 58,913.82 m³, de los cuales 37,605.60 m³ son volumen de agua y 21,308.22 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Para el Pr= 140 años los resultados de la modelación con FLO-2D nos da un volumen total de creciente simulada de 58,913.82 m³, de los cuales 37,605.60 m³ son volumen de agua y 21,308.22 m³ corresponden a volumen de sedimento.

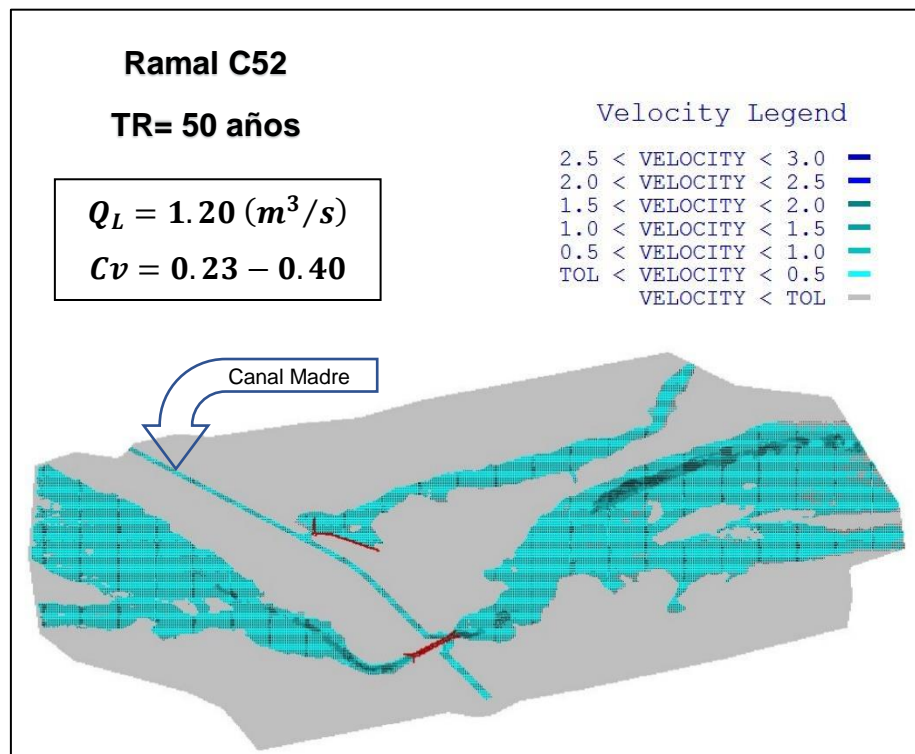
Para el Pr= 200 años los resultados de la modelación con FLO-2D nos da un volumen total de creciente simulada de 58,913.82 m³, de los cuales 37,605.60 m³ son volumen de agua y 21,308.22 m³ corresponden a volumen de sedimento.

Figura 99: Tirantes Máximos calibrados PR 50 años – Ramal C52



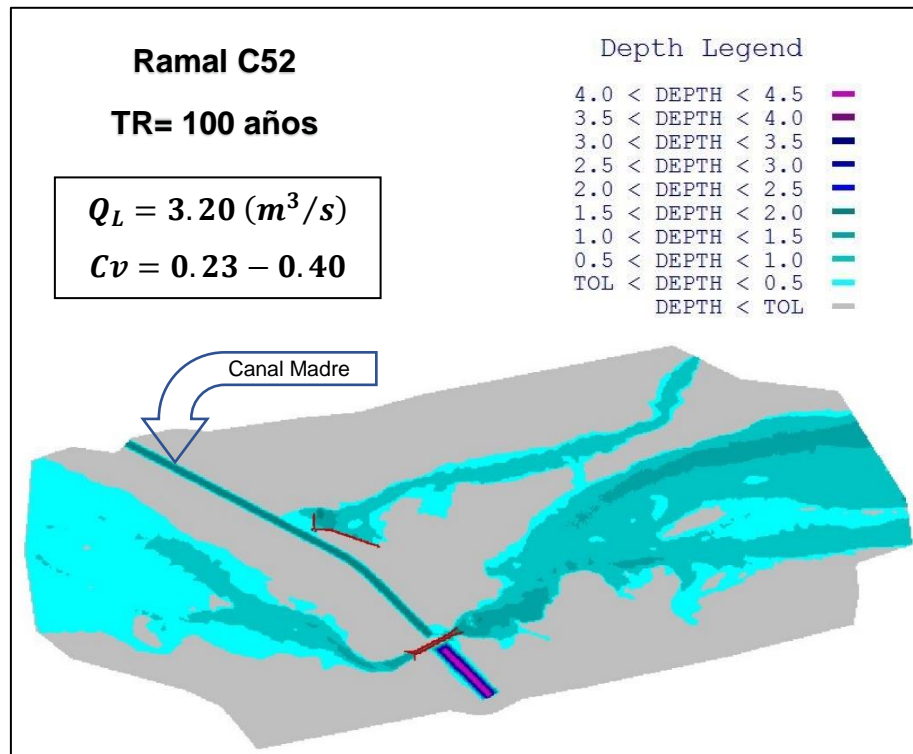
Fuente: Elaboración propia.

Figura 100: Velocidades Máximas calibradas PR 50 años – Ramal C52



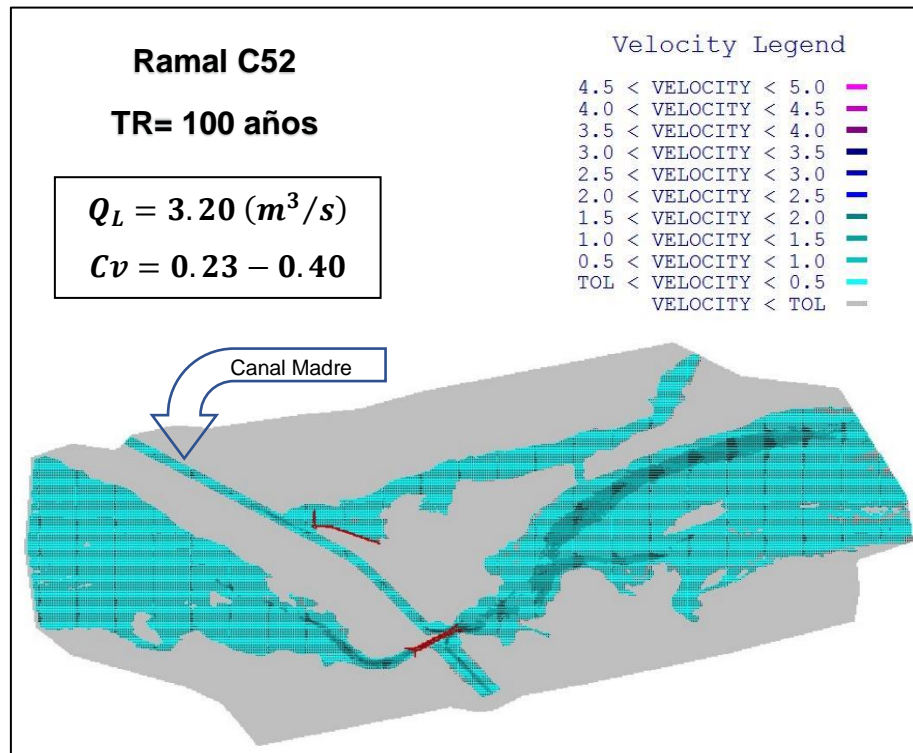
Fuente: Elaboración propia.

Figura 101: Tirantes Máximos calibrados PR 100 años – Ramal C52



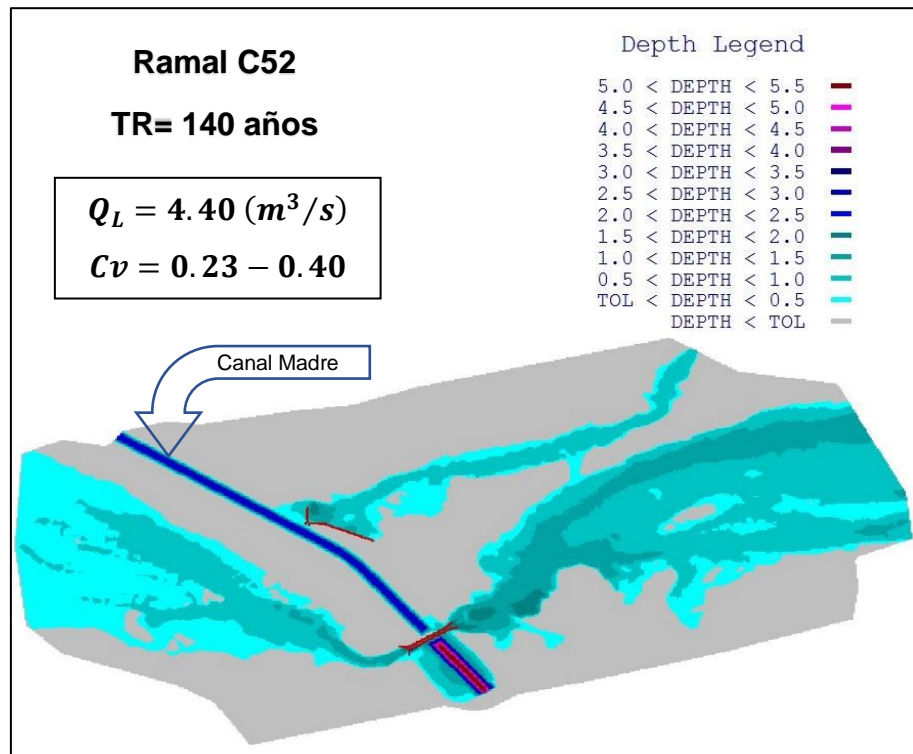
Fuente: Elaboración propia.

Figura 102: Velocidades Máximas calibradas PR 100 años – Ramal C52



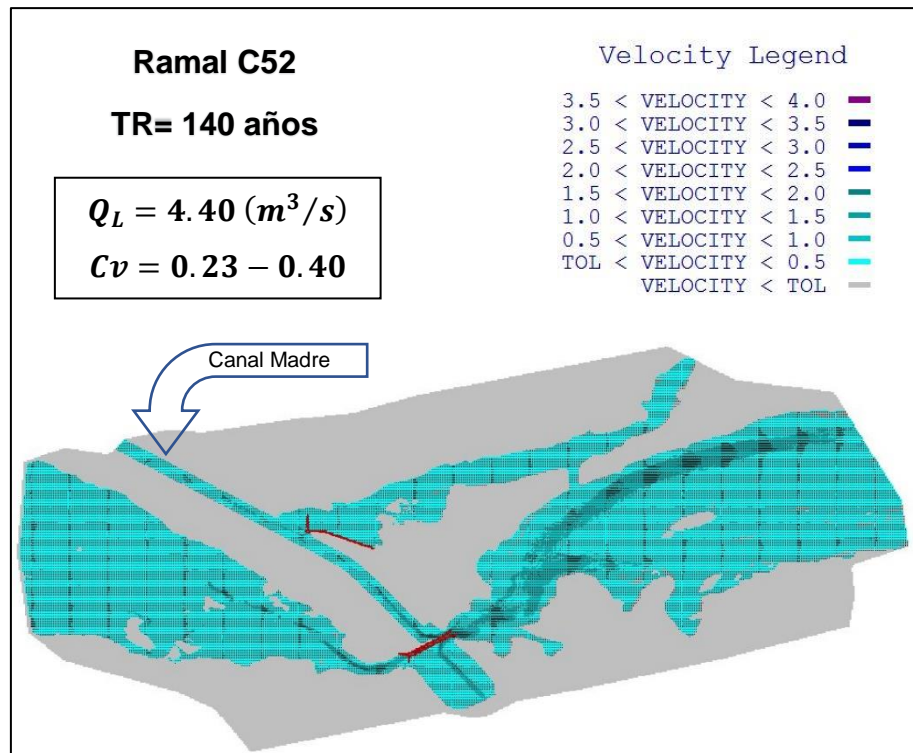
Fuente: Elaboración propia.

Figura 103: Tirantes Máximos calibrados PR 140 años – Ramal C52



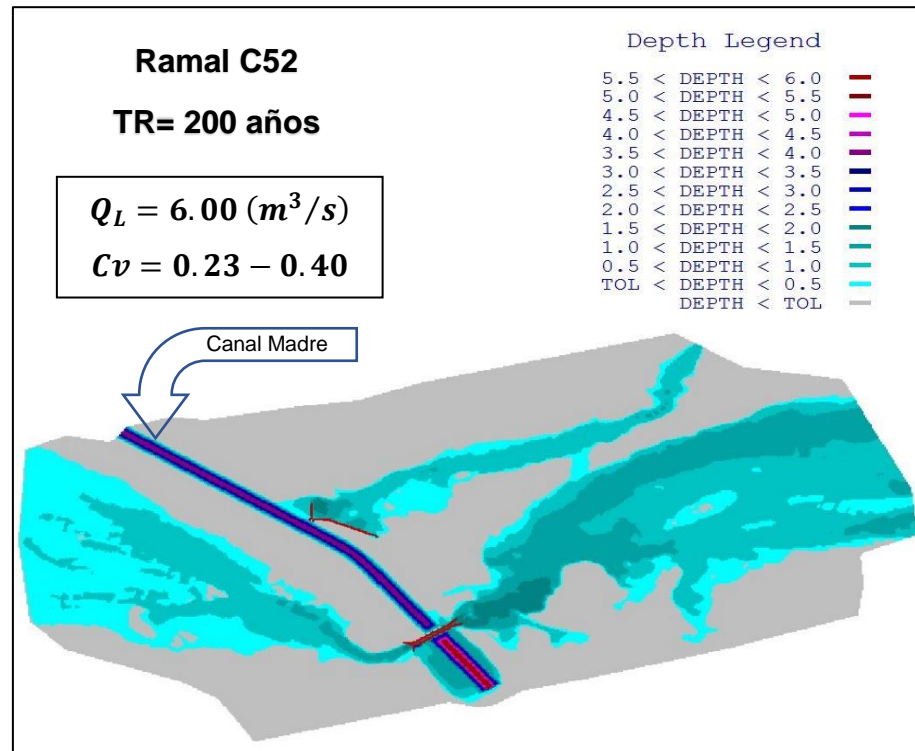
Fuente: Elaboración propia.

Figura 104: Velocidades Máximas calibradas PR 140 años – Ramal C52



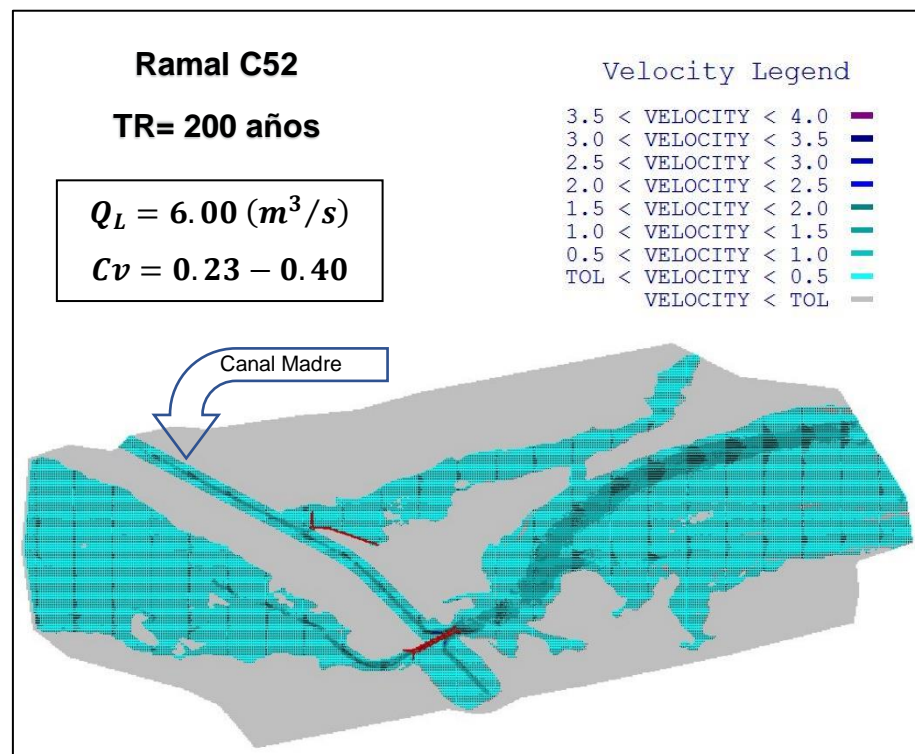
Fuente: Elaboración propia.

Figura 105: Tirantes Máximos calibrados PR 200 años – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

Figura 106: Velocidades Máximas calibradas PR 200 años – Ramal C52

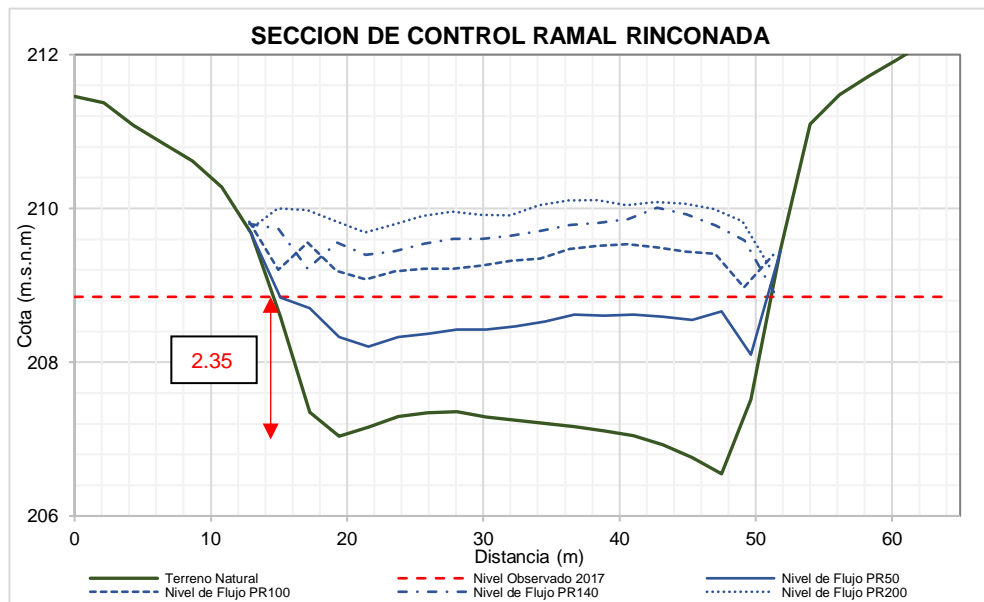


Fuente: Elaboración propia.

3.5.9 Cálculo del Caudal Máximo de Flujo de Lodos.

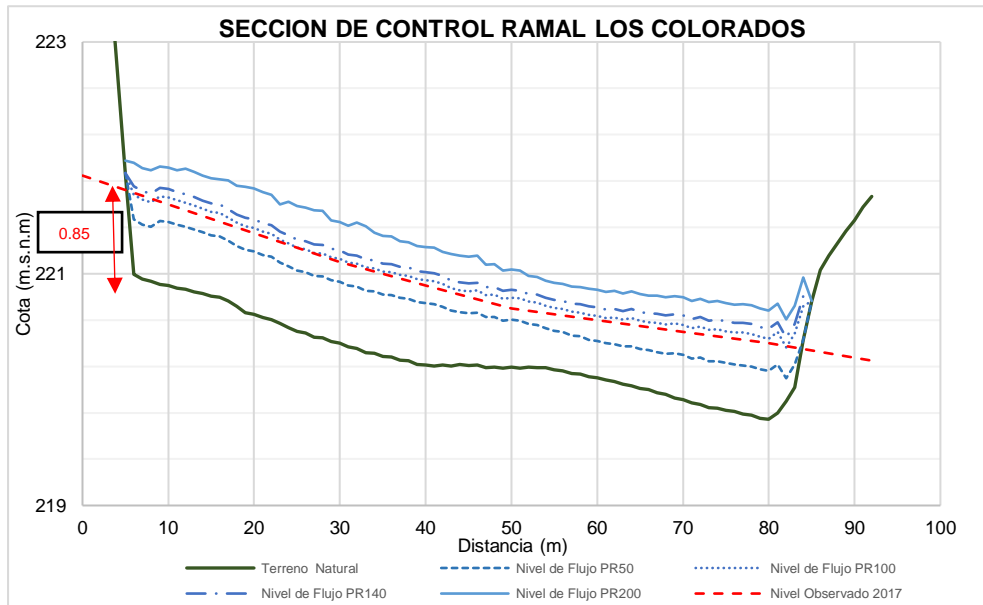
En base a los resultados obtenidos en el modelamiento hidráulico de flujo de lodos en los diferentes periodos de retorno, se realizó la calibración del modelo determinando las alturas alcanzadas para cada evento considerado, las mismas que serán comparados con las huellas dejadas en el evento del año 2017(ver foto 1), en las secciones de control correspondientes para cada ramal de la Quebrada Rinconada, cuyo análisis se representan en los gráficos 28, 29, 30:

Gráfico N°28: Comparación de nivel de flujo observado vs simuladas para la sección Ramal Rinconada



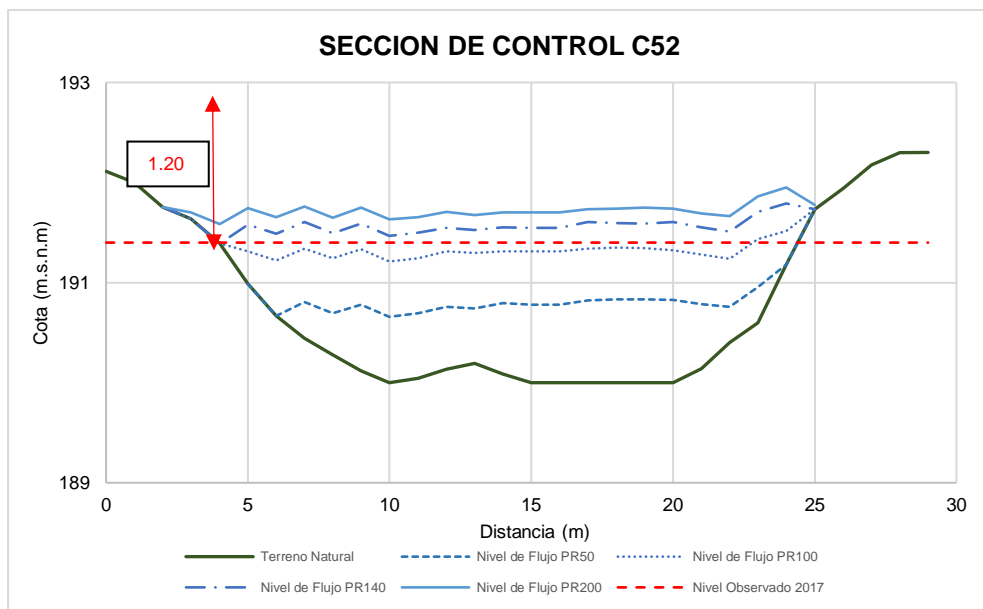
Fuente: *Elaboración propia.*

Gráfico N°29: Comparación de nivel de flujo observado vs simuladas para la sección Ramal Los Colorados



Fuente: *Elaboración propia.*

Gráfico N°30: Comparación de nivel de flujo observado vs simuladas para la sección Ramal C52



Fuente: *Elaboración propia.*

Al comparar los niveles simulados con el nivel de flujo observado (huellas hídricas tomadas en campo ver Foto N°1), se puede determinar que las marcas de inundación de las secciones de control se encuentran

entre los resultados de la simulación para eventos de 100 a 140 años de periodo de retorno, por lo que en base al modelo hidráulico simulado con el FLO-2D, se determina que el evento ocurrido en el mes de marzo del 2017, corresponde a un escenario semejante a los 140 años.

Finalmente, en base a las consideraciones expuestas y además de considerando la normatividad vigente respecto al periodo de retorno (Según el MTC para unas estructuras grandes se considera una vida útil De 40 años y riesgo de falla de 25 % (puentes y defensas ribereñas)) nos da un periodo de retorno de 140 años (por lo que se considera este el caudal total de diseño).

Cuadro N°40: Caudales Total de Diseño (m³/s), TR 140 años

CUENCA SUBCUENCAS	CAUDAL DISEÑO (m ³ /s)
	140 años
Ramal Rinconda	46.23
Ramal Colorado	43.05
Ramal C52	7.21

Fuente: Elaboración propia.

3.5.10 Análisis de las obras de control de Torrentes

Coeficiente de Torrencialidad

Para el cálculo del coeficiente de Torrencialidad, se utilizó la ecuación N°01., por lo que en el cuadro N°41 se presentan los resultados.

Cuadro N°41: Coeficiente de Torrencialidad

CUENCA	COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD		CARACTERÍSTICAS DEL CURSO DE AGUA	SISTEMA
	Categoría	Kb		
Ramal Rinconada	V	2.92	Torrente muy altamente erosivo.	Dique de retención de sedimento grueso. Dique cerrado de depositación con orificios de salida de caudal. Umbrales de fondo. Cuenco disipador. Cuenco laminador. Rápida gradeada. Obras de disipación de energía. Revestimiento del cauce.
Ramal Los Colorados	V	2.64	Torrente muy altamente erosivo.	Dique de retención de sedimento grueso. Dique cerrado de depositación con orificios de salida de caudal. Umbrales de fondo. Cuenco disipador. Cuenco laminador. Rápida gradeada. Obras de disipación de energía. Revestimiento del cauce.
Ramal C52	IV	0.95	Comportamiento con potencial erosivo alto.	Dique de retención de sedimento grueso. Dique cerrado de depositación con orificios de salida de caudal. Cuenco disipador. Cuenco laminador.

Fuente: Elaboración propia.

Sistema Recomendado de Control de acuerdo al Coeficiente de Torrencialidad

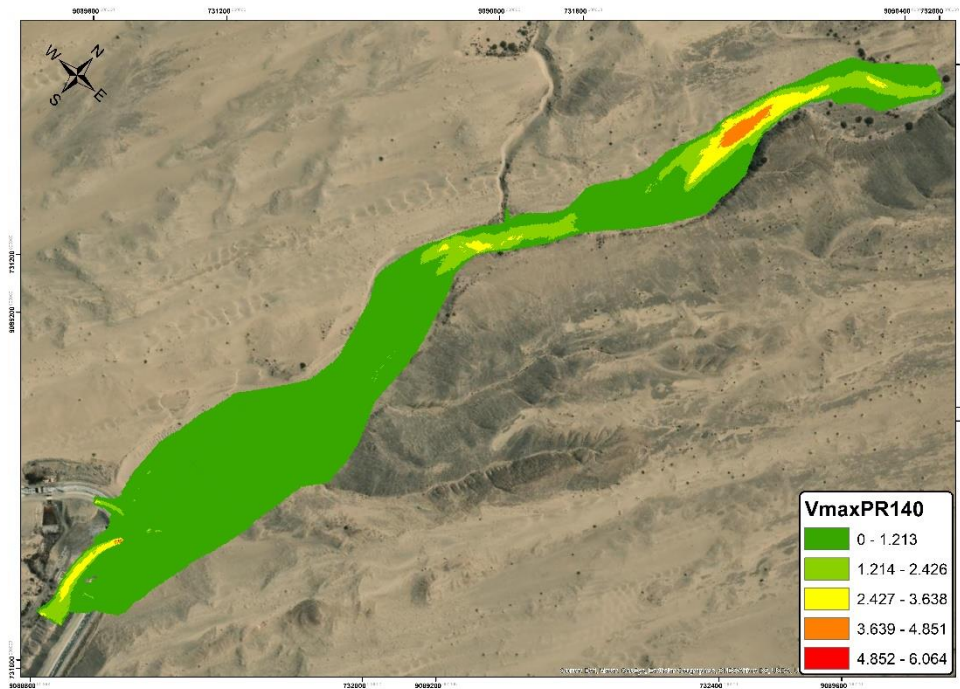
Considerando que se ha clasificado como “torrente muy altamente erosivo”, Según (Andrango Almagro, 2014) se recomienda los siguientes tipos de obras:

Diques cerrados de depositación con orificios cerrados de salida de caudal con cuenco disipador, revestimiento de cauce, los mismos que se desarrollaran su respectivo diseño hidráulico.

Análisis de la velocidad del flujo sin obras de control

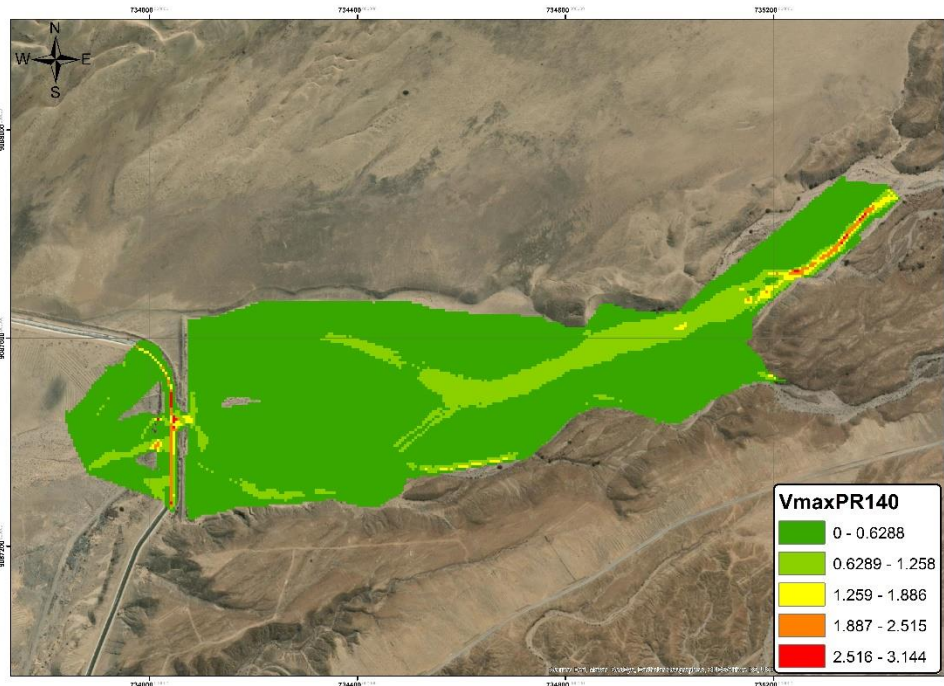
El cálculo de las velocidades se realizó mediante el software FLO-2D, cuyos resultados se presenta en las siguientes figuras, las mismas que se han realizado en base al levantamiento topográfico en el área donde se proyecta emplazar las estructuras de control y retención.

Figura 107: Velocidades Máximas PR 140 años – Ramal Rinconada



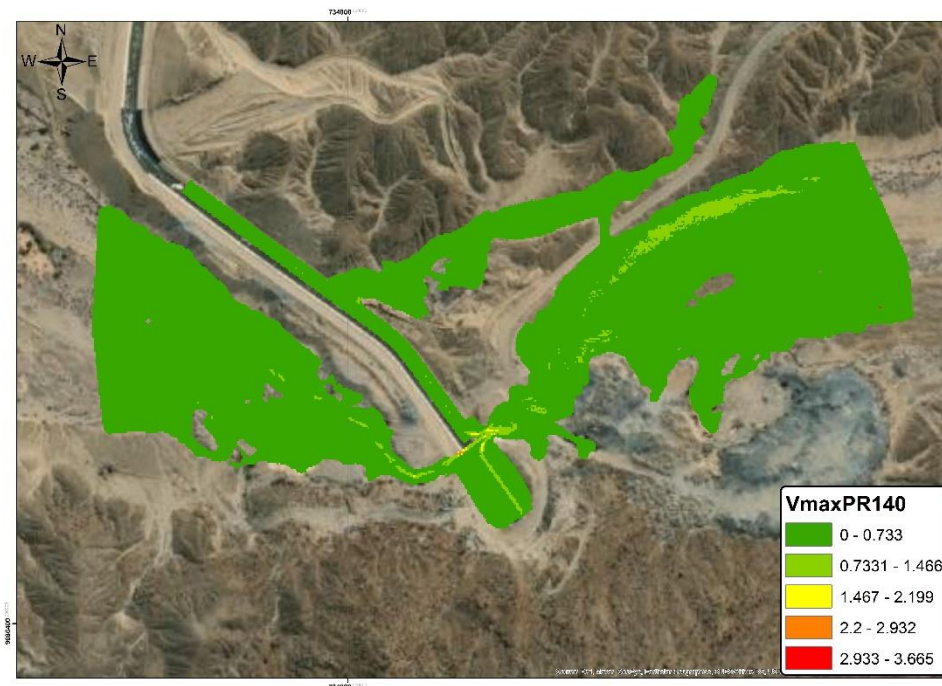
Fuente: Elaboración propia.

Figura 108: Velocidades Máximas PR 140 años – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 109: Velocidades Máximas PR 140 años – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

3.5.11 Diseño hidráulico de presas de retención de sedimentos

Selección del tipo de presa

Debido que, en la zona de estudio, se ha observado la disponibilidad de rocas, gravas gruesas y material de relleno se determinó que, para el Ramal Rinconada, Ramal Los Colorados y Ramal C52, el tipo de Presa apropiado será de Tierra, Flexible y Mixta, ya que es una estructura construida con tierra y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Cálculo de la Ubicación de las presas en el cauce

En base a lo indicado por (Suarez, 1993), para la ubicación de las presas, se recomienda calcular el valor de la pendiente de compensación con la siguiente ecuación:

$$S_c = 0.65S_0$$

Una vez calculada la pendiente de compensación y en base a las consideraciones exclusivamente geométricas, para determinar la separación L entre dos presas sucesivas usaremos la siguiente formula. (Suarez, 1993).

$$L = \frac{H}{S_0 * S_c}$$

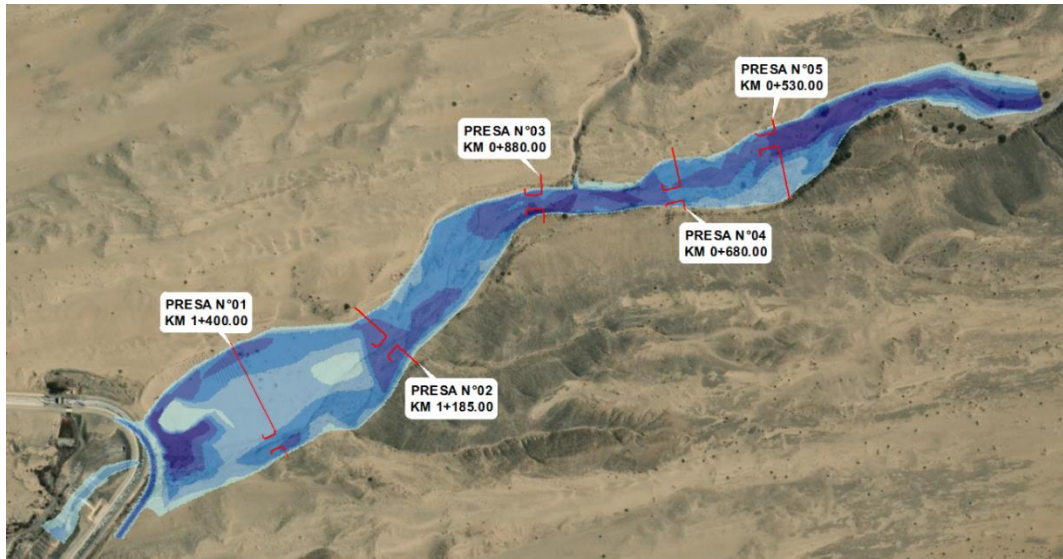
Se ha considerado como Kilómetro inicial a la alcantarilla existente, en el cuadro N°42 se presentan los resultados de la distancia estimada entre presas sucesivas considerando la pendiente de compensación.

Cuadro N°42: Ubicación de las Presas en el Cauce – Ramal Rinconada

PRESA	S ₀	S _c	H	L Estimada (m)	L (Asumida)	Km de Ubicación en Plano
Presa 01	-	-	-	-	-	1+400.00
Presa 02	0.0209	0.0136	2.35	321.26	215.00	1+185.00
Presa 03	0.0225	0.0146	3.85	488.89	305.00	0+880.00
Presa 04	0.0265	0.0172	3.50	377.36	200.00	0+680.00
Presa 05	0.0357	0.0232	5.00	400.16	150.00	0+530.00

Fuente: Elaboración propia.

Figura 110: Ubicación Presas – Ramal Rinconada



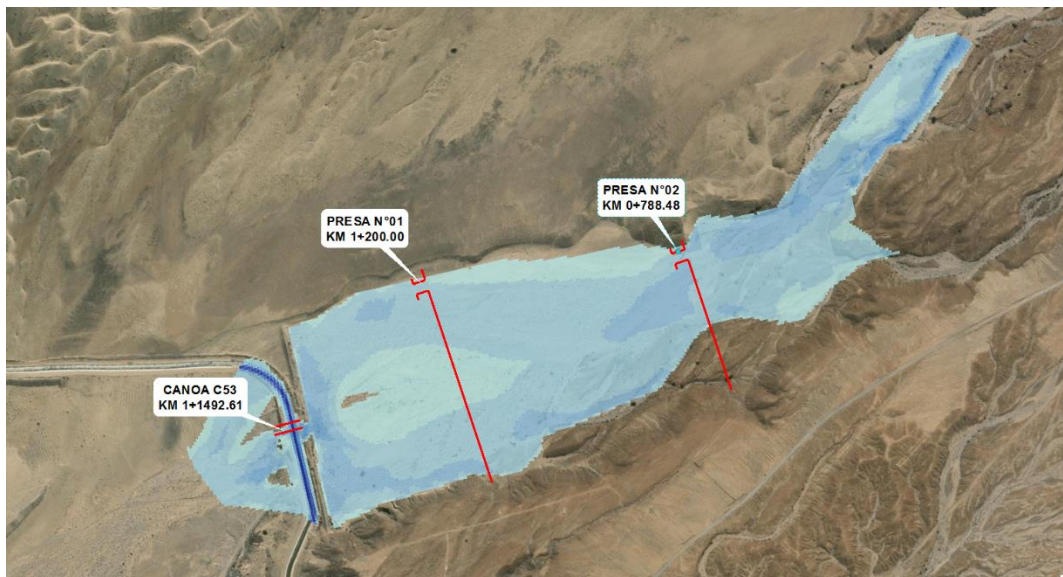
Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°43: Ubicación de las Presas en el Cauce – Ramal Los Colorados

PRESA	S_o	S_c	H	L Estimada (m)	L (Asumida)	Km de Ubicación en Plano
Dique Canoa C53	-	-	-	-	-	1+492.61
Presas 01	0.0243	0.0158	2.50	293.94	292.61	1+200.00
Presas 02	0.0243	0.0158	3.50	411.52	411.52	0.788.48

Fuente: Elaboración propia.

Figura 111: Ubicación Presas – C53



Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N°44: Ubicación de las Presas en el Cauce – Ramal C52

PRESA	S _o	S _c	H	L Estimada (m)	L (Asumida)	Km de Ubicación en Plano
Dique Canoa C52	-	-	-	-	-	0+079.60
Presa 02	0.0237	0.0154	1.40	168.78	192.70	0+169.26
Presa 03	0.0225	0.0146	3.85	488.89	305.00	0+284.67

Fuente: Elaboración propia.

Figura 112: Ubicación Presas – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

Considerando que el objetivo principal de la construcción de los diques transversales a los cauces, en las cuencas vertientes a los embalses, es controlar y disminuir el aporte de sólidos, Tras su instalación las laderas quedan estabilizadas, dejaran de producirse acarrees de materiales, la velocidad hidráulica disminuye, y por lo tanto su capacidad erosiva, minimizándose así el volumen de sólidos que llegan a las obras de cruce.

3.5.12 Cálculo de Parámetros Hidráulicos

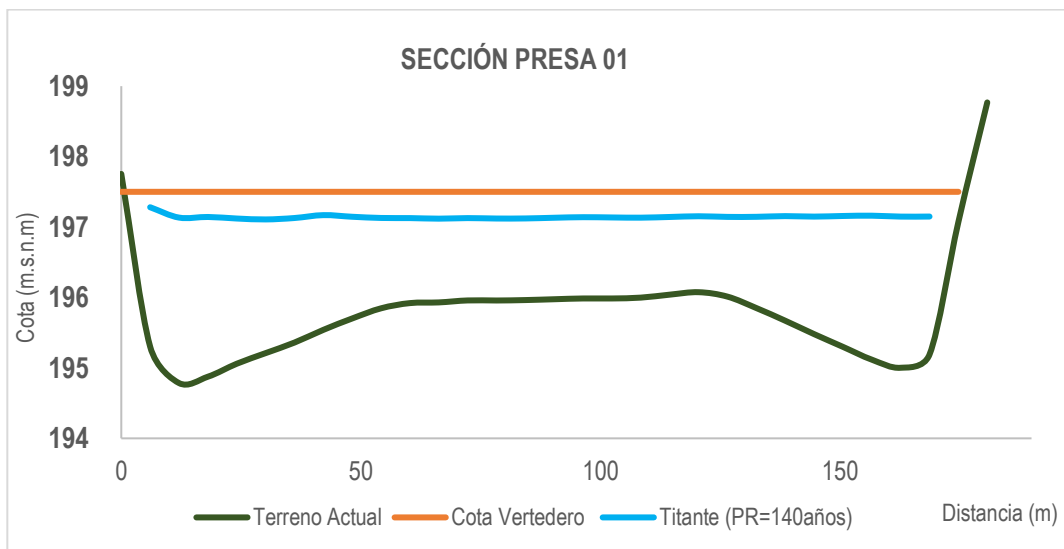
Determinación de la Altura del Dique de Retención

Se determina en base a la sección transversal del cauce, considerando que la presa debe cubrir la profundidad total del cauce y tomando en cuenta las dimensiones del vertedor.

La altura del dique será diseñada para períodos de retorno de 140 años con esto se asegura una más frecuente laminación de caudales.

Altura del Dique de Retención – Ramal Rinconada

Gráfico N°31: Altura del Dique de Retención - Presa 01 Ramal Rinconada

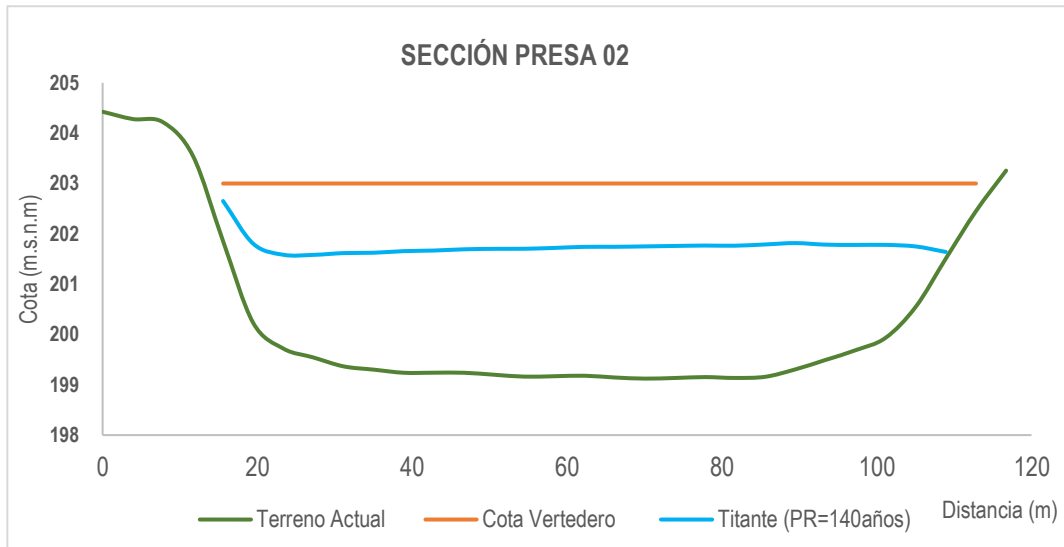


Fuente: *Elaboración propia.*

Altura máxima = 2.50 m.

Cota Vertedero = 197.50 msnm.

Gráfico N°32: Altura del Dique de Retención - Presa 02 Ramal Rinconada

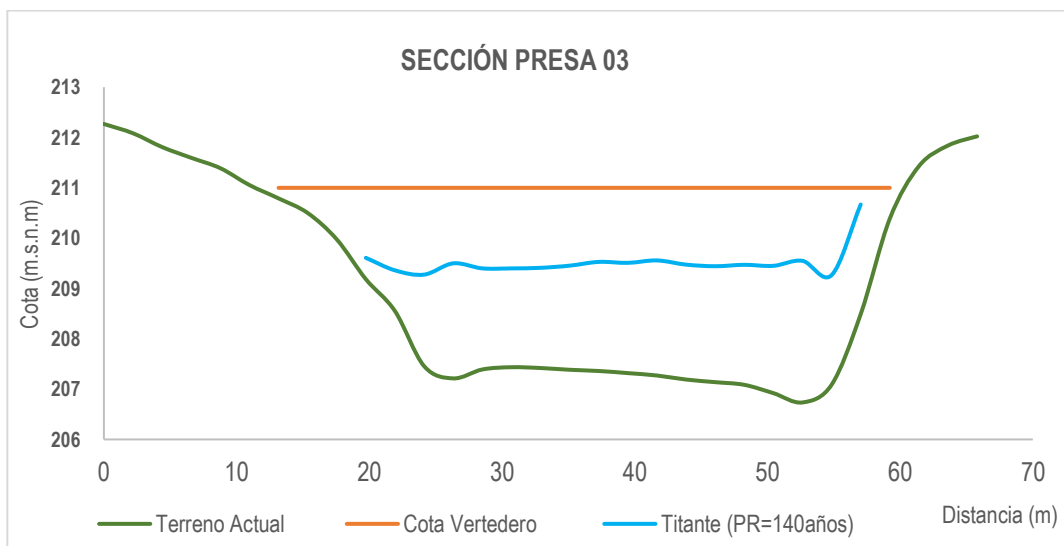


Fuente: *Elaboración propia.*

Altura máxima = 4.00 m.

Cota Vertedero = 203.00 msnm.

Gráfico N°33: Altura del Dique de Retención - Presa 03 Ramal Rinconada

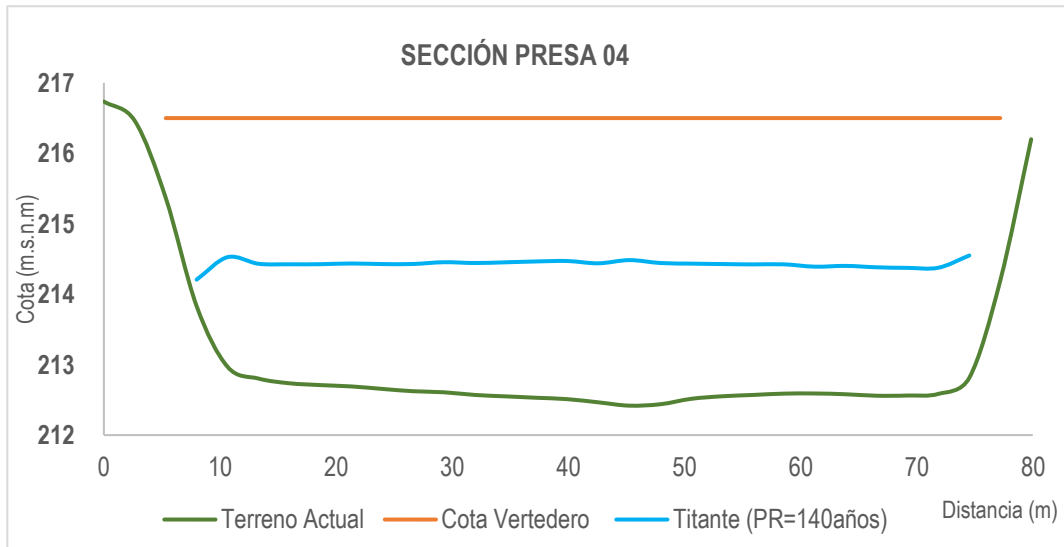


Fuente: *Elaboración propia.*

Altura máxima = 4.40 m.

Cota Vertedero = 211.00 msnm.

Gráfico N°34: Altura del Dique de Retención - Presa 04 Ramal Rinconada

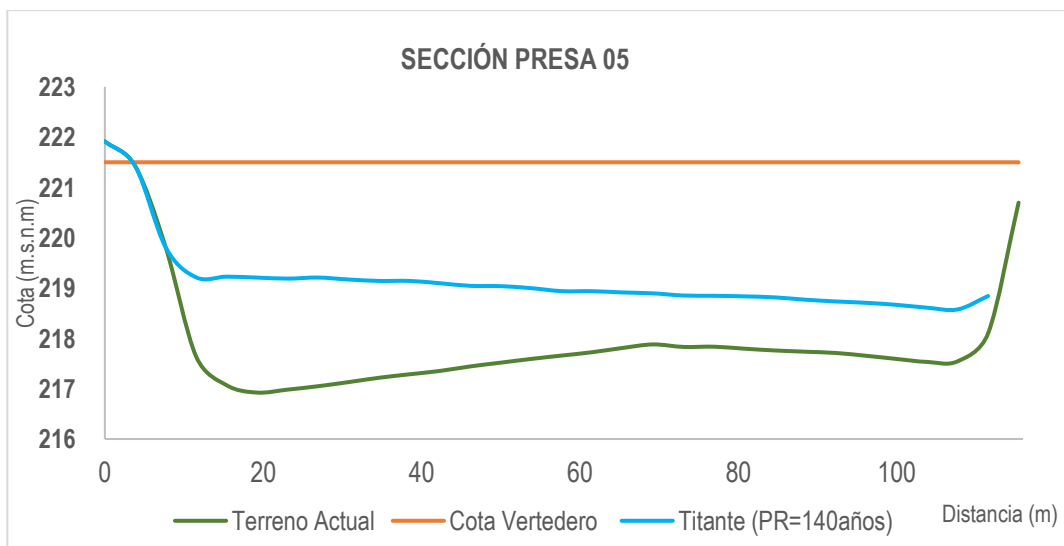


Fuente: *Elaboración propia.*

Altura máxima = 4.70 m.

Cota Vertedero = 216.50 msnm.

Gráfico N°35: Altura del Dique de Retención - Presa 05 Ramal Rinconada



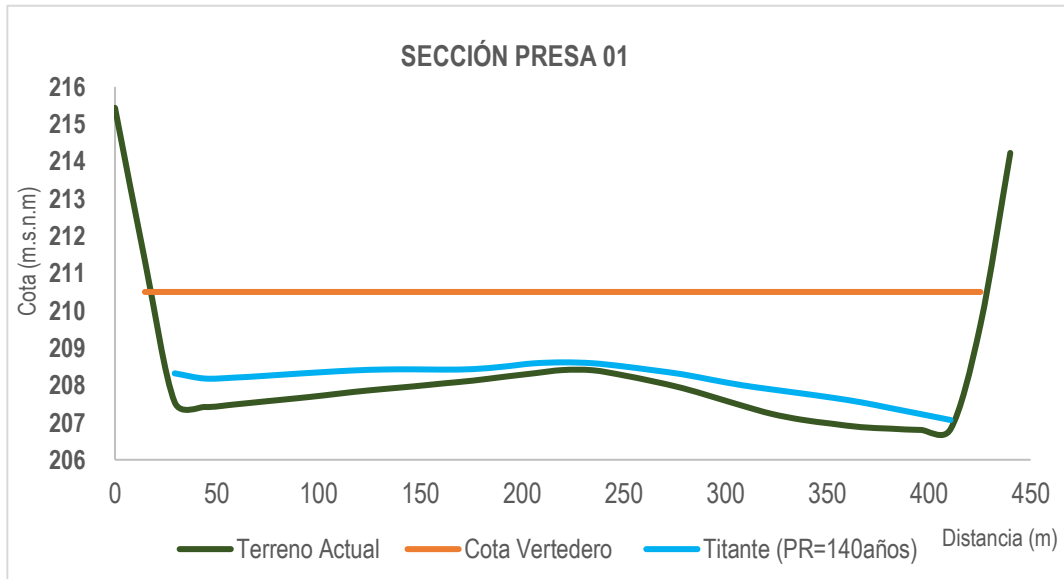
Fuente: *Elaboración propia.*

Altura máxima = 5.40 m.

Cota Vertedero = 221.50 msnm.

Altura del Dique de Retención – Ramal Los Colorados

Gráfico N°36: Altura del Dique de Retención - Presa 01 Ramal Los Colorados

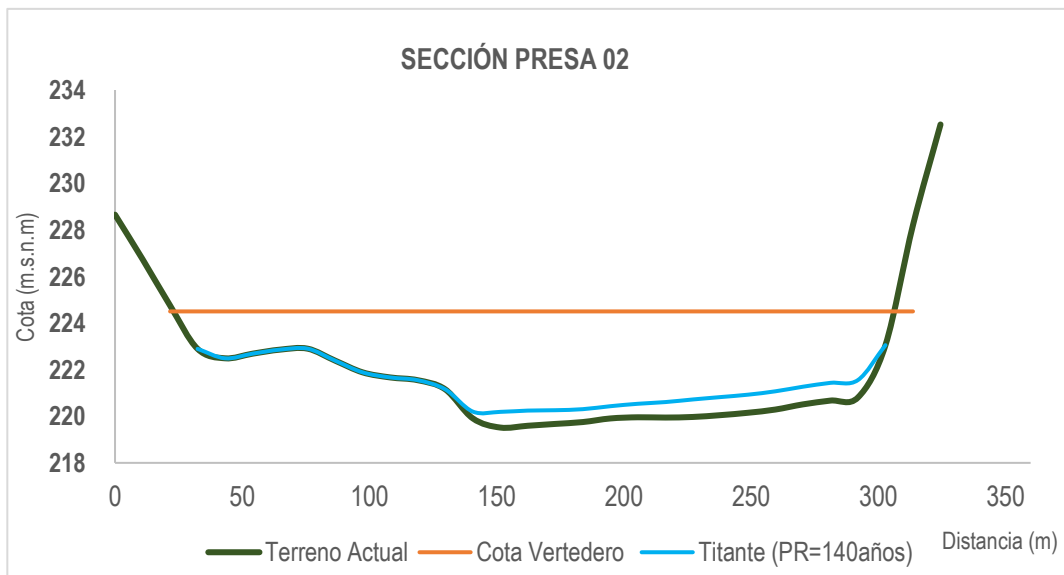


Fuente: Elaboración propia.

Altura máxima = 3.70 m.

Cota Vertedero = 210.50 msnm.

Gráfico N°37: Altura del Dique de Retención - Presa 02 Ramal Los Colorados



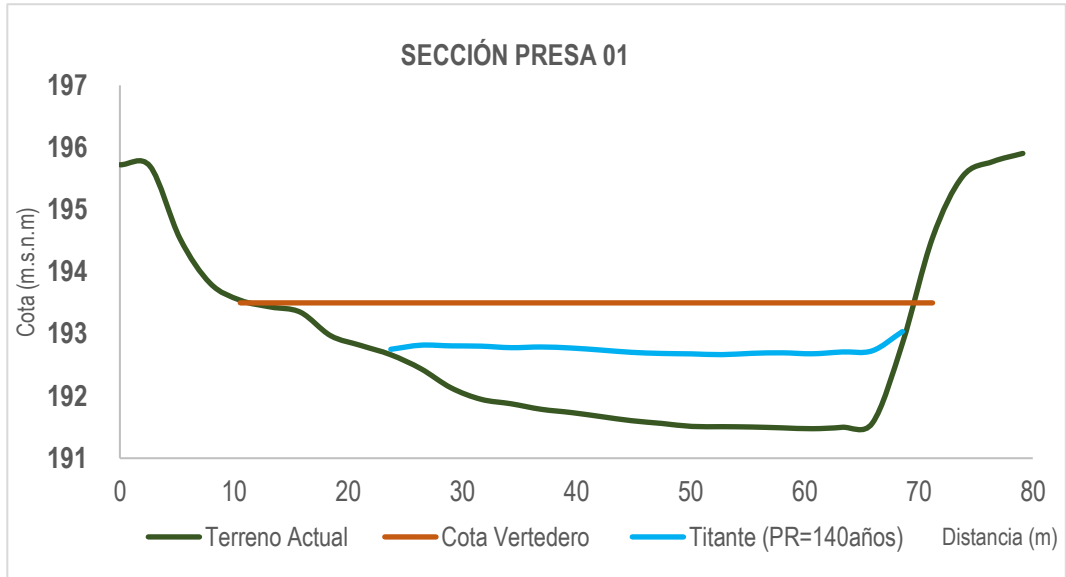
Fuente: Elaboración propia.

Altura máxima = 4.50 m.

Cota Vertedero = 224.50 msnm.

Altura del Dique de Retención – Ramal C52

Gráfico N°38: Altura del Dique de Retención - Presa 01 Ramal C52

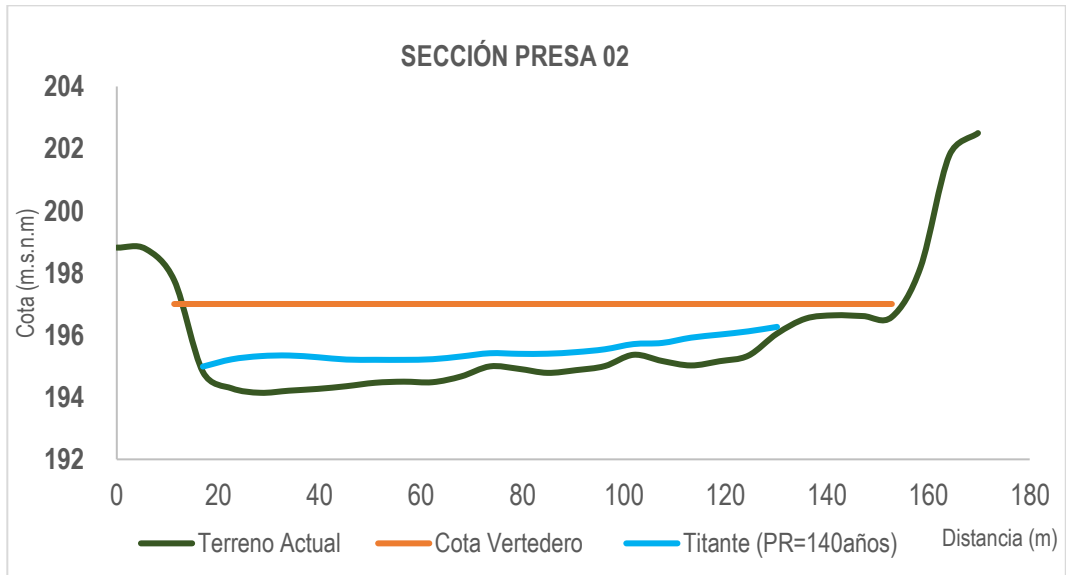


Fuente: Elaboración propia.

Altura máxima = 3.50 m.

Cota Vertedero = 193.50 msnm.

Gráfico N°39: Altura del Dique de Retención - Presa 02 Ramal C52



Fuente: Elaboración propia.

Altura máxima = 3.50 m.

Cota Vertedero = 197.00 msnm.

Cálculo de la capacidad de almacenaje del volumen de sedimentos

Procedemos a calcular el volumen de sedimentos necesario a embalsar, para cada Presa.

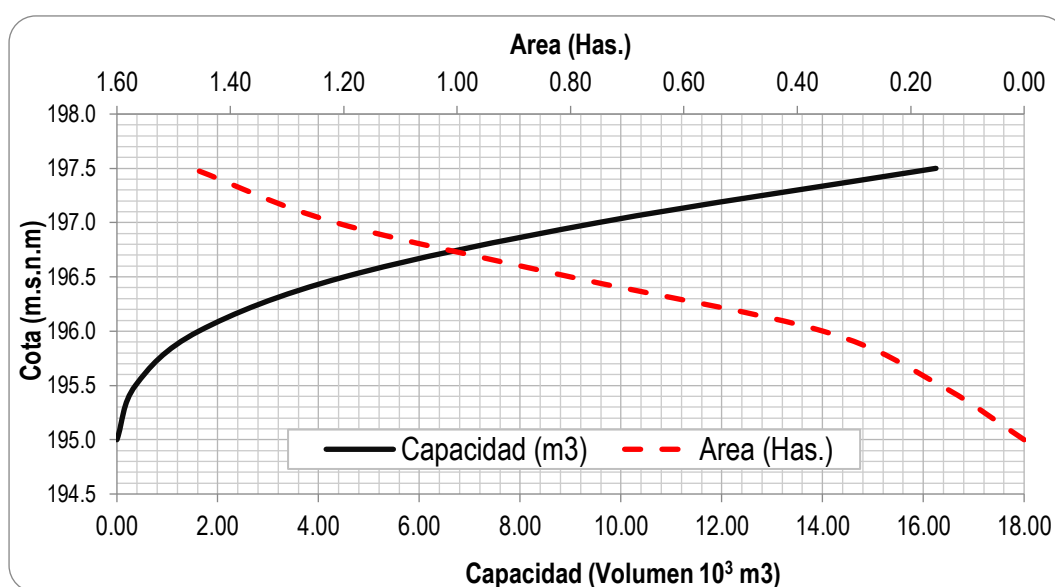
Cuadro N°45: Capacidad de Volumen Presa 01- Ramal Rinconada

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
195.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
195.50	1,474.70	1,474.70	737.35	368.68	368.68
196.00	2,072.53	3,547.23	2,510.97	1,255.48	1,624.16
196.50	4,453.84	8,001.07	5,774.15	2,887.08	4,511.23
197.00	4,141.17	12,142.24	10,071.66	5,035.83	9,547.06
197.50	2,531.44	14,673.68	13,407.96	6,703.98	16,251.04

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
195.00	0.00	0.00
195.50	0.15	0.37
196.00	0.35	1.62
196.50	0.80	4.51
197.00	1.21	9.55
197.50	1.47	16.25

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°40: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 01- Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

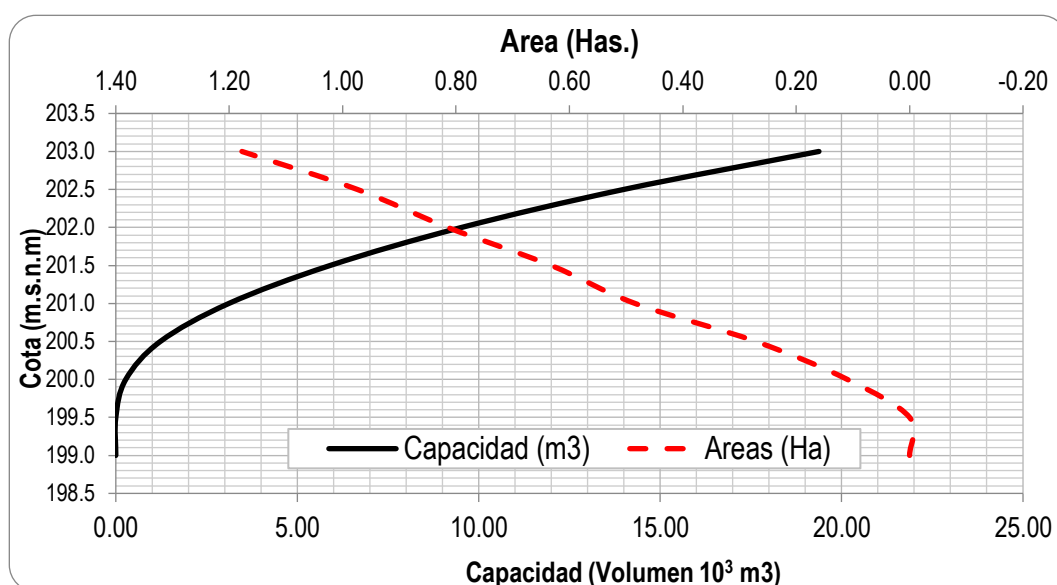
Cuadro N°46: Capacidad de Volumen Presa 02- Ramal Rinconada

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
199.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
199.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
200.00	1,098.19	1,098.19	549.10	274.55	274.55
200.50	1,616.02	2,714.21	1,906.20	953.10	1,227.65
201.00	2,129.08	4,843.29	3,778.75	1,889.38	3,117.02
201.50	1,479.76	6,323.05	5,583.17	2,791.59	5,908.61
202.00	1,822.51	8,145.56	7,234.31	3,617.15	9,525.76
202.50	1,594.75	9,740.31	8,942.94	4,471.47	13,997.23
203.00	2,035.28	11,775.59	10,757.95	5,378.98	19,376.20

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
199.00	0.00	0.00
199.50	0.00	0.00
200.00	0.11	0.27
200.50	0.27	1.23
201.00	0.48	3.12
201.50	0.63	5.91
202.00	0.81	9.53
202.50	0.97	14.00
203.00	1.18	19.38

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°41: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 02- Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

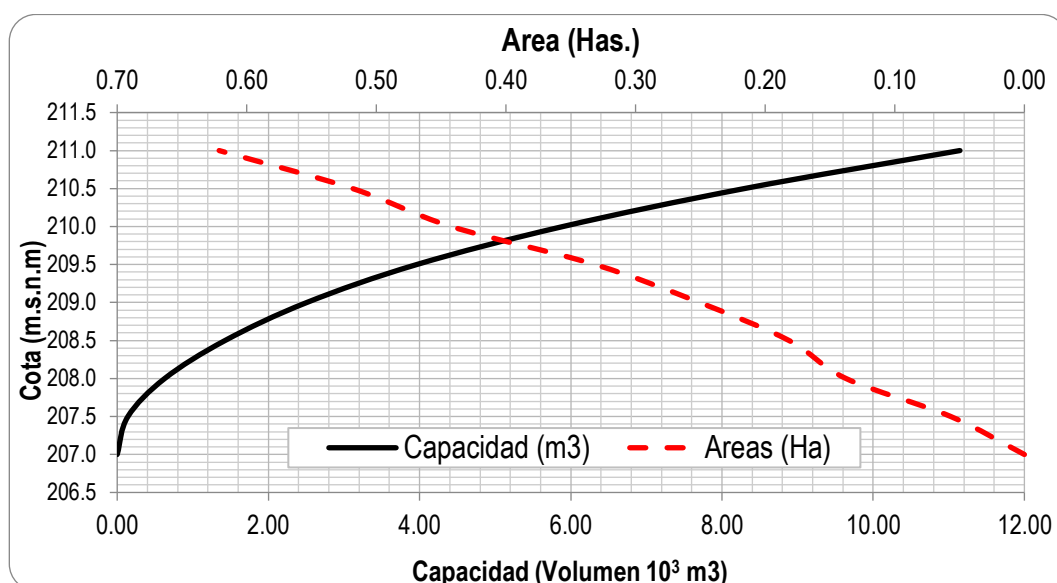
Cuadro N°47: Capacidad de Volumen Presa 03- Ramal Rinconada

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
207.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
207.50	568.40	568.40	284.20	142.10	142.10
208.00	808.44	1,376.84	972.62	486.31	628.41
208.50	439.33	1,816.17	1,596.51	798.25	1,426.66
209.00	690.10	2,506.27	2,161.22	1,080.61	2,507.27
209.50	807.52	3,313.79	2,910.03	1,455.02	3,962.29
210.00	1,108.83	4,422.62	3,868.21	1,934.10	5,896.39
210.50	761.17	5,183.79	4,803.21	2,401.60	8,297.99
211.00	1,029.69	6,213.48	5,698.64	2,849.32	11,147.31

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
207.00	0.00	0.00
207.50	0.06	0.14
208.00	0.14	0.63
208.50	0.18	1.43
209.00	0.25	2.51
209.50	0.33	3.96
210.00	0.44	5.90
210.50	0.52	8.30
211.00	0.62	11.15

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°42: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 03- Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

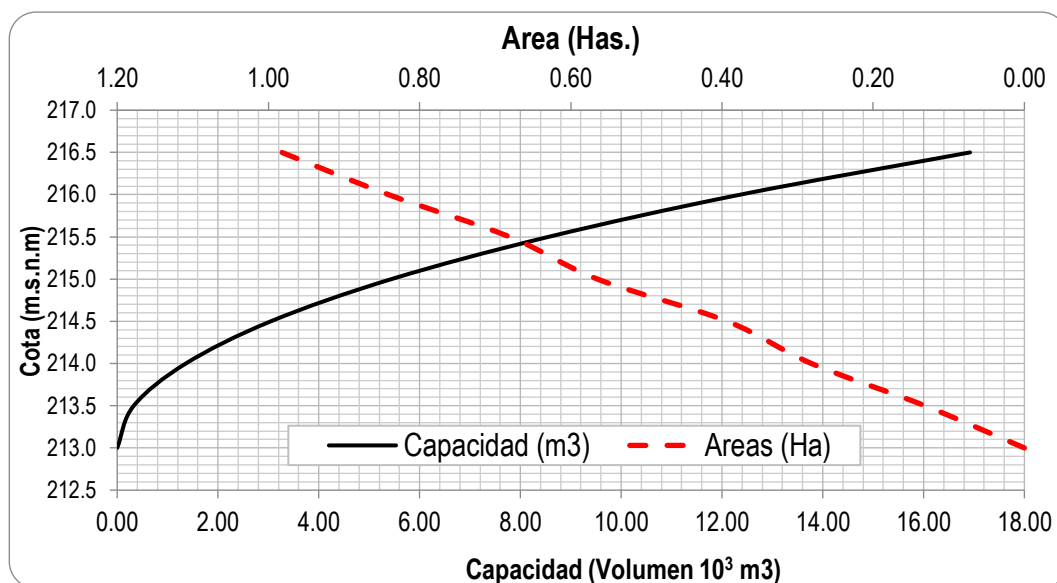
Cuadro N°48: Capacidad de Volumen Presa 04- Ramal Rinconada

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
213.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
213.50	1,316.63	1,316.63	658.32	329.16	329.16
214.00	1,500.33	2,816.96	2,066.80	1,033.40	1,362.56
214.50	1,114.77	3,931.73	3,374.35	1,687.17	3,049.73
215.00	1,715.91	5,647.64	4,789.69	2,394.84	5,444.57
215.50	1,160.52	6,808.16	6,227.90	3,113.95	8,558.52
216.00	1,602.04	8,410.20	7,609.18	3,804.59	12,363.11
216.50	1,411.89	9,822.09	9,116.15	4,558.07	16,921.18

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
213.00	0.00	0.00
213.50	0.13	0.33
214.00	0.28	1.36
214.50	0.39	3.05
215.00	0.56	5.44
215.50	0.68	8.56
216.00	0.84	12.36
216.50	0.98	16.92

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°43: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 04- Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

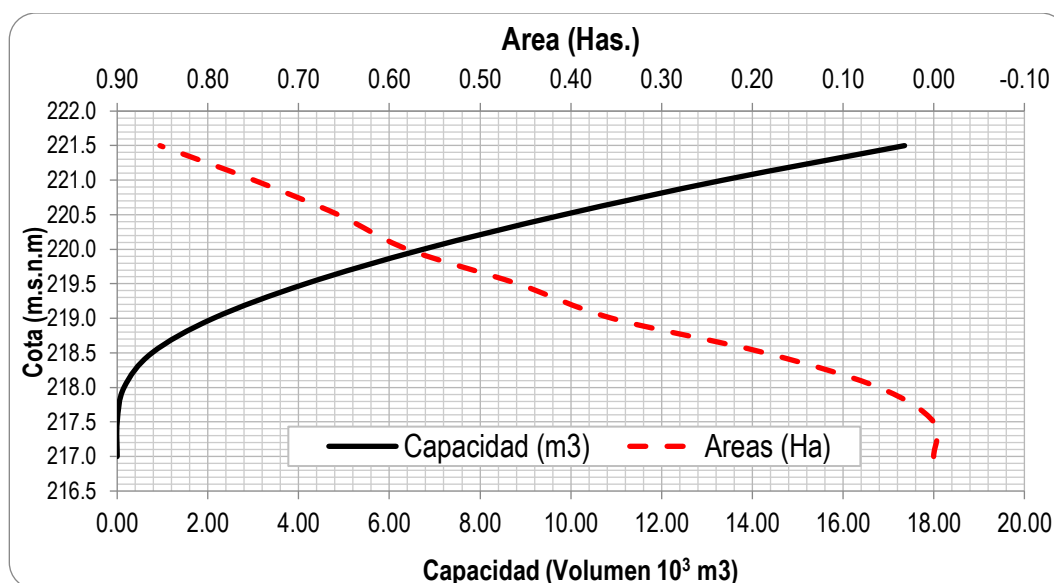
Cuadro N°49: Capacidad de Volumen Presa 05- Ramal Rinconada

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
217.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
217.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
218.00	606.29	606.29	303.15	151.57	151.57
218.50	1,252.04	1,858.33	1,232.31	616.16	767.73
219.00	1,685.40	3,543.73	2,701.03	1,350.52	2,118.24
219.50	1,042.96	4,586.69	4,065.21	2,032.61	4,150.85
220.00	1,214.79	5,801.48	5,194.09	2,597.04	6,747.89
220.50	761.31	6,562.79	6,182.14	3,091.07	9,838.96
221.00	929.51	7,492.30	7,027.55	3,513.77	13,352.73
221.50	1,036.34	8,528.64	8,010.47	4,005.24	17,357.97

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
213.00	0.00	0.00
213.50	0.13	0.33
214.00	0.28	1.36
214.50	0.39	3.05
215.00	0.56	5.44
215.50	0.68	8.56
216.00	0.84	12.36
216.50	0.98	16.92

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°44: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 05- Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia.

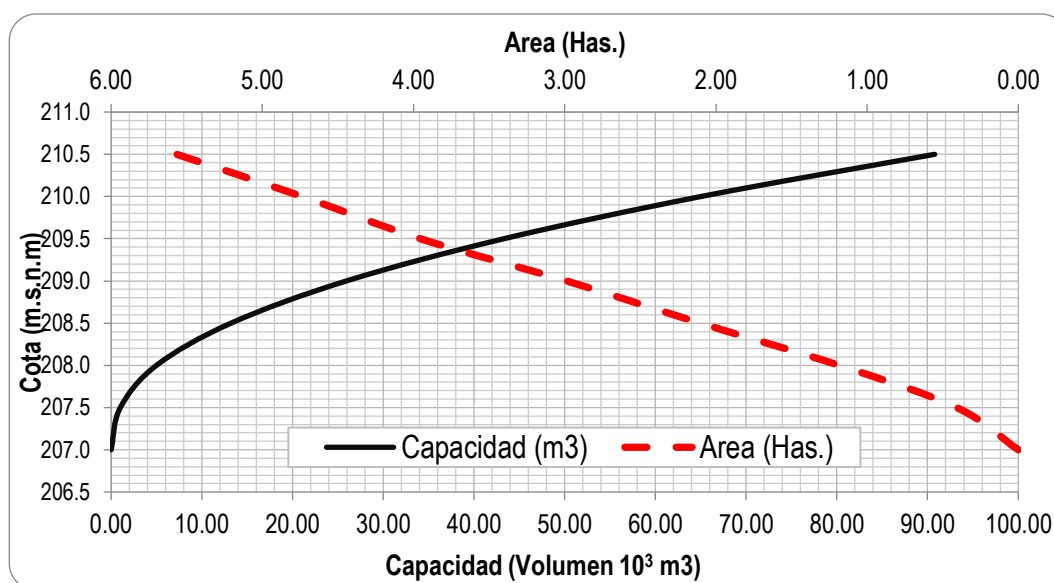
Cuadro N°50: Capacidad de Volumen Presa 01- Ramal Los Colorados

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
207.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
207.50	4,070.02	4,070.02	2,035.01	1,017.51	1,017.51
208.00	7,774.95	11,844.97	7,957.50	3,978.75	4,996.25
208.50	9,188.02	21,032.99	16,438.98	8,219.49	13,215.74
209.00	8,845.18	29,878.17	25,455.58	12,727.79	25,943.53
209.50	9,669.09	39,547.26	34,712.72	17,356.36	43,299.89
210.00	7,815.52	47,362.78	43,455.02	21,727.51	65,027.40
210.50	8,303.12	55,665.90	51,514.34	25,757.17	90,784.57

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
207.00	0.00	0.00
207.50	0.41	1.02
208.00	1.18	5.00
208.50	2.10	13.22
209.00	2.99	25.94
209.50	3.95	43.30
210.00	4.74	65.03
210.50	5.57	90.78

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°45: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 01- Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

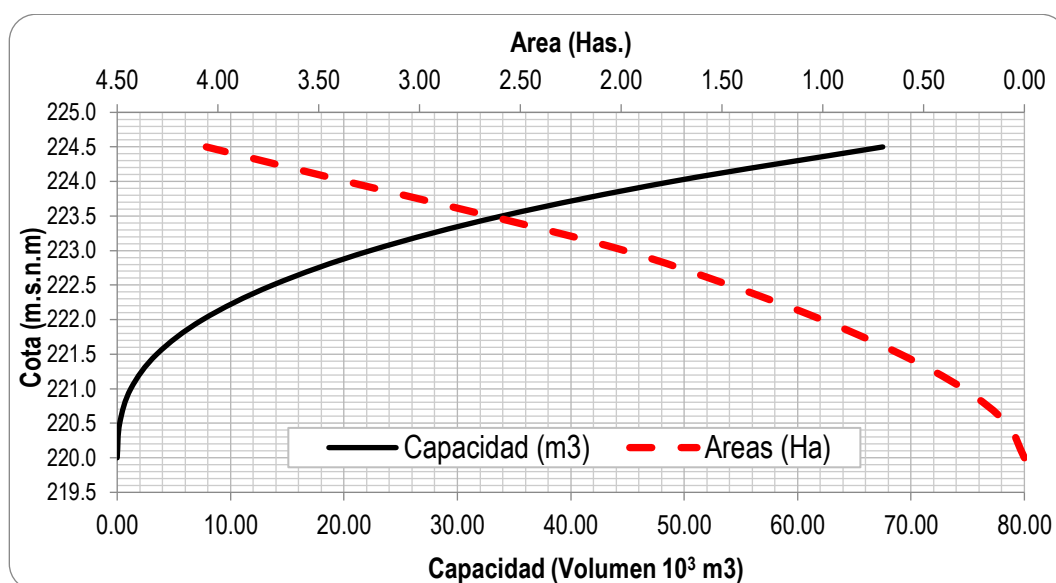
Cuadro N°51: Capacidad de Volumen Presa 02- Ramal Los Colorados

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
220.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
220.50	887.33	887.33	443.67	221.83	221.83
221.00	2,137.33	3,024.66	1,956.00	978.00	1,199.83
221.50	3,121.50	6,146.16	4,585.41	2,292.71	3,492.54
222.00	3,903.15	10,049.31	8,097.74	4,048.87	7,541.40
222.50	4,592.96	14,642.27	12,345.79	6,172.90	13,714.30
223.00	5,192.07	19,834.34	17,238.31	8,619.15	22,333.45
223.50	6,680.81	26,515.15	23,174.75	11,587.37	33,920.82
224.00	7,115.78	33,630.93	30,073.04	15,036.52	48,957.34
224.50	6,947.66	40,578.59	37,104.76	18,552.38	67,509.72

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
220.00	0.00	0.00
220.50	0.09	0.22
221.00	0.30	1.20
221.50	0.61	3.49
222.00	1.00	7.54
222.50	1.46	13.71
223.00	1.98	22.33
223.50	2.65	33.92
224.00	3.36	48.96
224.50	4.06	67.51

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°46: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 02- Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

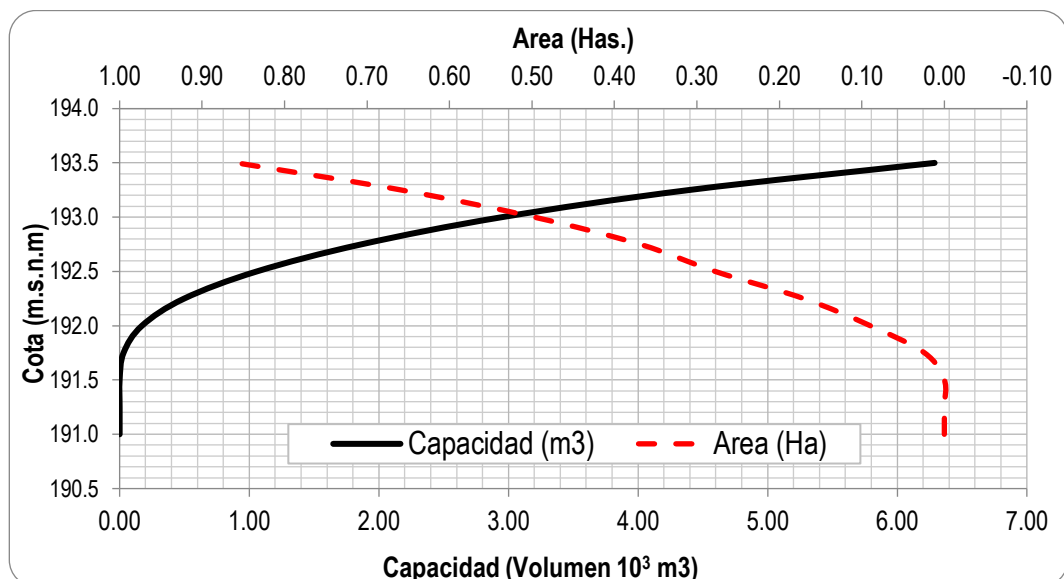
Cuadro N°52: Capacidad de Volumen Presa 01- Ramal C52

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
191.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
191.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
191.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
191.75	240.42	240.42	120.21	30.05	30.05
192.00	657.47	897.89	569.16	142.29	172.34
192.25	805.36	1,703.25	1,300.57	325.14	497.48
192.50	1,074.25	2,777.50	2,240.38	560.09	1,057.58
192.75	912.56	3,690.06	3,233.78	808.45	1,866.02
193.00	1,280.58	4,970.64	4,330.35	1,082.59	2,948.61
193.25	1,612.72	6,583.36	5,777.00	1,444.25	4,392.86
193.50	1,997.16	8,580.52	7,581.94	1,895.49	6,288.35

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
191.00	0.00	0.00
191.25	0.00	0.00
191.50	0.00	0.00
191.75	0.02	0.03
192.00	0.09	0.17
192.25	0.17	0.50
192.50	0.28	1.06
192.75	0.37	1.87
193.00	0.50	2.95
193.25	0.66	4.39
193.50	0.86	6.29

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°47: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 01- Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

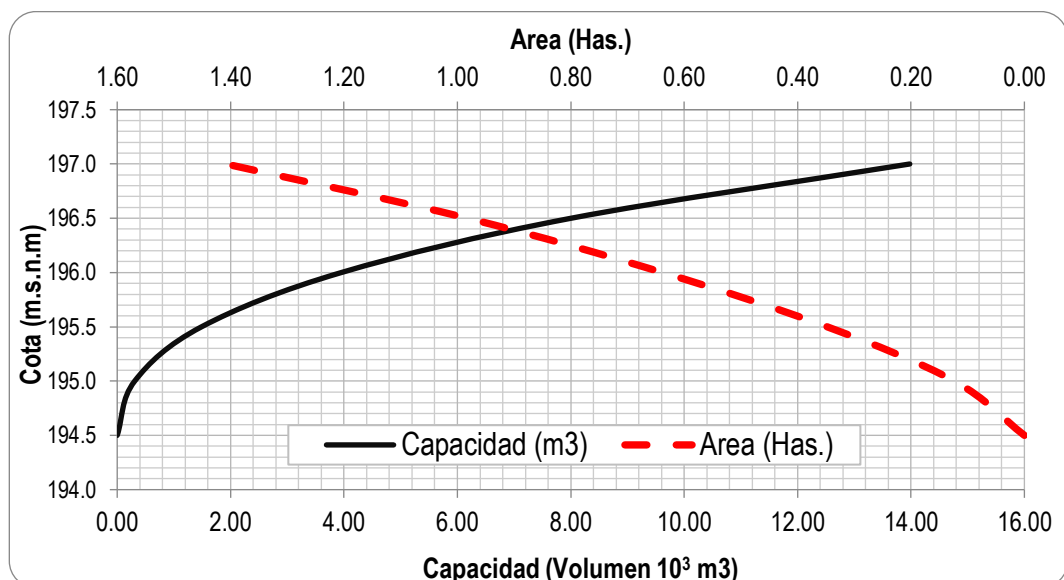
Cuadro N°53: Capacidad de Volumen Presa 02- Ramal C52

Cota (msnm)	Area (m ²)			Volumen (m ³)	
	Parcial	Acumulado	Promedio	Parcial	Acumulado
194.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
195.00	1,235.68	1,235.68	617.84	308.92	308.92
195.50	2,243.04	3,478.72	2,357.20	1,178.60	1,487.52
196.00	2,901.20	6,379.92	4,929.32	2,464.66	3,952.18
196.50	3,440.79	9,820.71	8,100.32	4,050.16	8,002.34
197.00	4,262.35	14,083.06	11,951.89	5,975.94	13,978.28

Curvas : Area - Capacidad - Elevación		
Cota (msnm)	Area (Ha.)	Volumen (m ³)
194.50	0.00	0.00
195.00	0.12	0.31
195.50	0.35	1.49
196.00	0.64	3.95
196.50	0.98	8.00
197.00	1.41	13.98

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°48: Curva: Área - Volumen - Elevación - Presa 02- Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

Ancho Corona (A)

El Ancho de corona mínimo según:

Cuadro N°54: Ancho de Corona

CUENCA SUBCUENCA	Presas	Ancho Corona (A)		
		El Código Japonés	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
		$A = 3.6(H)^{0.33} - 3$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333}$	$A = 0.25(H) + 3.30$
Ramal Rinconda	Presa 01	2.29	7.00	4.10
	Presa 02	3.32	7.10	4.40
	Presa 03	3.47	7.13	4.48
	Presa 04	3.57	7.15	4.54
	Presa 05	3.81	7.19	4.68
Ramal Colorado	Presa 01	3.20	7.08	4.34
	Presa 02	3.50	7.13	4.50
Ramal C52	Presa 01	2.69	7.00	4.10
	Presa 02	3.12	7.07	4.30

Fuente: Elaboración propia

Código de Arizona

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona		
Altura de Presa (m)		Ancho de Corona (m)
< 12		3
12 a 45		4.5
> 45		6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
 - Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto, en la presente tesis, elegiremos el ancho de corona según el código de Arizona, el cual para todas las presas será:

Cuadro N°55: Ancho de Corona para Todas las Presas

PRESAS	Código Arizona
	Ancho de Corona (m)
Ramal Rinconada	3.00
Ramal Los Colorados	3.00
Ramal C52	3.00

Fuente: Elaboración propia

Talud

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

Talud Aguas Arriba (Z1)

$$2 H : 1 V$$

Talud Aguas Abajo (Z2)

$$2 H : 1 V$$

Cálculo del Vertedero

Con la siguiente formula, obtendremos la altura de agua sobre el vertedero de sección rectangular con gasto de Lodos y Piedras.

$$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (110)$$

Para el cálculo de la Altura de las alas laterales, se utilizará la siguiente ecuación:

$$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c \quad (111)$$

Reemplazando:

Cuadro N°56: Capacidad del Vertedero-Presas Ramal Rinconada

PRESAS	Capacidad del Vertedero				
	Lv(m)	hr(m)	hr _{lodos}	hv(m)	hv _{asumida}
Ramal Rinconada	20	0.59	0.83	1.25	1.5

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°57: Capacidad del Vertedero-Presas Ramal Los Colorados

PRESAS	Capacidad del Vertedero				
	Lv(m)	hr(m)	hr _{lodos}	hv(m)	hv _{asumida}
Ramal Los Colorados	20	0.55	0.83	1.23	1.5

Fuente: Elaboración propia

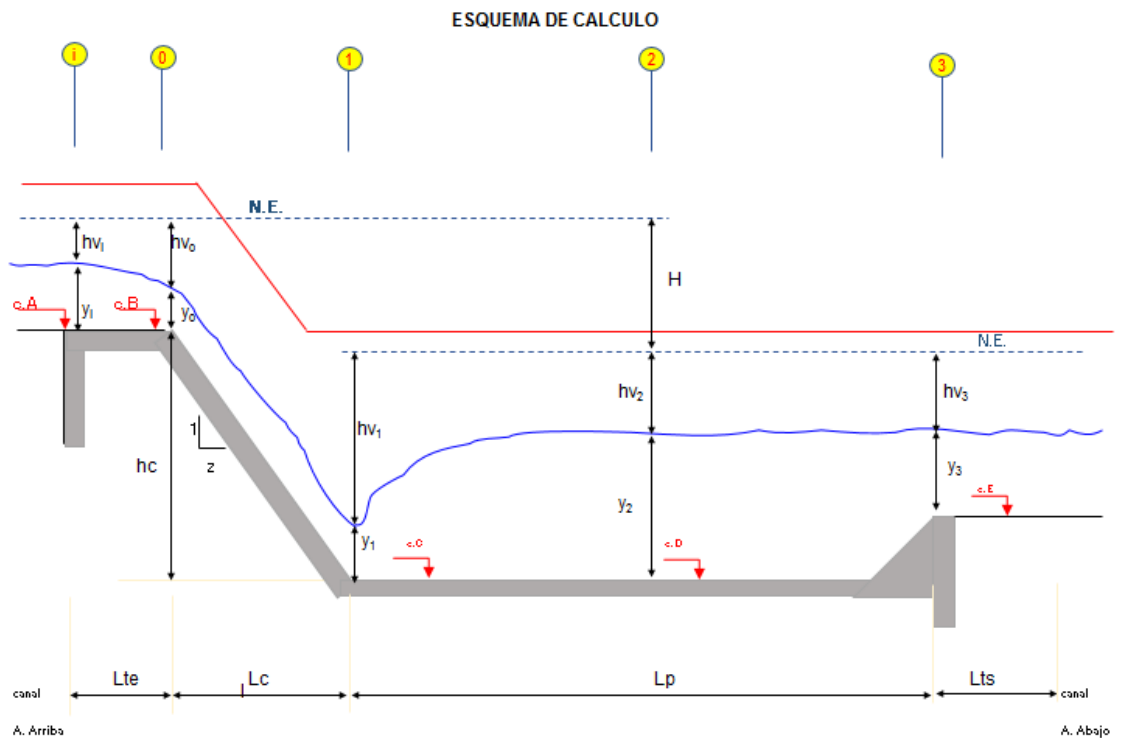
Cuadro N°58: Capacidad del Vertedero-Presas Ramal C52

PRESAS	Capacidad del Vertedero				
	Lv(m)	hr(m)	hr _{lodos}	hv(m)	hv _{asumida}
Ramal C52	7.5	0.33	0.44	0.66	1.5

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de Poza Disipadora

Figura 113: Diseño Poza Disipadora



Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°59: Características Diseño-Ramal Rinconada

Cuenca	PRESA	Características del Canal Aguas Arriba					
Ramal Rinconada	Todas las Presas	$Q = 47.00$	$b_i = 20.00$	$S_i = 0.0010$	$n = 0.014$	$z_i = 0.0$	
		$Q*n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$					
		20.81 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$					
		Por Tanteo : Asumiendo $y = 1.1$					
		20.81 = 20.81					
		CALCULOS CORRECTOS					
		$y_i = 1.07$	$v_i = 2.2$	$h v_i = 0.3$	$F_i = 0.68$	$b.l. = 0.36$	
		$H_i = 1.43 \rightarrow H_i = 1.50$					
		Características del Canal Aguas Abajo					
		$Q = 47.00$	$b_3 = 20.00$	$S_3 = 0.0186$	$n = 0.025$	$z_3 = 0.0$	
		$Q*n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$					
		8.62 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$					
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.618$							
8.62 = 8.62							
CALCULOS CORRECTOS							
$y_3 = 0.62$	$v_3 = 3.8$	$h v_3 = 0.7$	$F_3 = 1.54$	$b.l. = 0.21$			
$H_3 = 0.83 \rightarrow H_3 = 1.20$							

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°60: Características Diseño-Presa 01-Ramal Los Colorados

Cuenca	PRESA	Características del Canal Aguas Arriba					
Ramal Los Colorados	Presa 01	$Q = 43.05$	$b_i = 20.00$	$S_i = 0.0010$	$n = 0.014$	$z_i = 0.0$	
		$Q*n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$					
		20.45 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$					
		Por Tanteo : Asumiendo $y = 1.1$					
		20.45 = 20.45					
		CALCULOS CORRECTOS					
		$y_i = 1.05$	$v_i = 2.2$	$h v_i = 0.3$	$F_i = 0.68$	$b.l. = 0.4$	
		$H_i = 1.40 \rightarrow H_i = 1.50$					
		Características del Canal Aguas Abajo					
		$Q = 43.05$	$b_3 = 20.00$	$S_3 = 0.0199$	$n = 0.025$	$z_3 = 0.0$	
		$Q*n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$					
		8.18 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$					
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.599$							
8.62 = 8.18							
CALCULOS CORRECTOS							
$y_3 = 0.60$	$v_3 = 3.9$	$h v_3 = 0.8$	$F_3 = 1.6$	$b.l. = 0.2$			
$H_3 = 0.80 \rightarrow H_3 = 1.20$							

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°61: Características Diseño-Presa 02-Ramal Los Colorados

Cuenca	PRESA	Características del Canal Aguas Arriba				
Ramal Los Colorados	Presas 02	Q = 43.05	b _i = 20.00	S _i = 0.0010	n = 0.014	z _i 0.0
		$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ 20.45 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$				
		Por Tanteo : Asumiendo y = 1.1				
		20.45 = 20.45				
		CALCULOS CORRECTOS				
		y _i = 1.05	v _i = 2.2	h v _i = 0.2	F _i = 0.68	b.l. = 0.4
		H _i = 1.40 → H _i = 1.50				
		Características del Canal Aguas Abajo				
		Q = 43.05	b ₃ = 20.00	S ₃ = 0.0150	n = 0.025	z ₃ 0.0
		$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ 0.94 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$				
		Por Tanteo : Asumiendo y ₃ = 0.635				
		9.43 = 9.43				
		CALCULOS CORRECTOS				
		y ₃ = 0.64	v ₃ = 3.5	h v ₃ = 0.6	F ₃ = 1.4	b.l. = 0.2
H ₃ = 0.90 → H ₃ = 1.50						

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°62: Características Diseño-Presa 01-Ramal C52

Cuenca	PRESA	Características del Canal Aguas Arriba				
Ramal C52	Presas 01	Q = 7.21	b _i = 7.50	S _i = 0.0010	n = 0.014	z _i 0.0
		$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ 3.00 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$				
		Por Tanteo : Asumiendo y = 0.6				
		3.00 = 3.00				
		CALCULOS CORRECTOS				
		y _i = 0.61	v _i = 1.5	h v _i = 1.1	F _i = 0.6	b.l. = 0.2
		H _i = 0.80 → H _i = 1.50				
		Características del Canal Aguas Abajo				
		Q = 7.21	b ₃ = 7.50	S ₃ = 0.0113	n = 0.035	z ₃ 0.0
		$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ 2.23 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$				
		Por Tanteo : Asumiendo y ₃ = 0.508				
		2.23 = 2.23				
		CALCULOS CORRECTOS				
		y ₃ = 0.51	v ₃ = 1.8	h v ₃ = 0.2	F ₃ = 0.8	b.l. = 0.2
H ₃ = 0.70 → H ₃ = 1.20						

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°63: Características Diseño-Presa 02-Ramal C52

Cuenca	PRESA	Características del Canal Aguas Arriba					
Ramal C52	Presa 02	Q = 7.21	b _i = 7.50	S _i = 0.0010	n = 0.014	z _i 0.0	
		$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ 3.00 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$					
		Por Tanteo : Asumiendo y = 0.6					
		3.00 = 3.00					
		CALCULOS CORRECTOS					
		y _i = 0.61	v _i = 1.5	h _{v_i} = 0.1	F _i = 0.6	b.l. = 0.2	
		H _i = 0.80 → H _i = 1.50					
		Características del Canal Aguas Abajo					
		Q = 7.21	b ₃ = 7.50	S ₃ = 0.0237	n = 0.035	z ₃ 0.0	
		$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ 1.54 = $[A^5 / P^2]^{1/3}$					
Por Tanteo : Asumiendo y ₃ = 0.402							
1.54 = 1.50							
CALCULOS CORRECTOS							
y ₃ = 0.40	v ₃ = 2.2	h _{v₃} = 0.3	F ₃ = 1.1	b.l. = 0.1			
H ₃ = 0.50 → H ₃ = 1.20							

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°64: Cotas de Diseño - Ramal Rinconada

Presas Ramal Rinconada	Cotas de Diseño (m.s.n.m)			
	c.A	c.B	c.C/c.D	c.E
Presa 01	197.50	197.50	194.20	195.00
Presa 02	203.00	203.00	198.00	199.00
Presa 03	211.00	211.00	205.60	206.60
Presa 04	216.50	216.50	210.70	211.80
Presa 05	221.50	221.50	214.90	216.10

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°65: Cotas de Diseño - Ramal Los Colorados

Presas Ramal Los Colorados	Cotas de Diseño (m.s.n.m)			
	c.A	c.B	c.C/c.D	c.E
Presa 01	210.50	210.50	205.10	206.20
Presa 02	224.50	224.50	218.00	220.00

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°66: Cotas de Diseño - Ramal C52

Presas Ramal C52	Cotas de Diseño (m.s.n.m)			
	c.A	c.B	c.C/c.D	c.E
Presa 01	193.50	193.50	190.00	191.00
Presa 02	197.00	197.00	192.50	193.50

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

Se considera el ancho del vertedero por lo que para todas las presas será:

$$B(m) = [18 * (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q) \quad (112)$$

Asumimos:

Cuadro N°67: Ancho de Poza de Disipación – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Ancho de Poza de Disipación (B)
		(m)
Ramal Rinconada	Presa 01	20.00
	Presa 02	20.00
	Presa 03	20.00
	Presa 04	20.00
	Presa 05	20.00

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°68: Ancho de Poza de Disipación – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Ancho de Poza de Disipación (B)
		(m)
Ramal Los Colorados	Presa 01	20.00
	Presa 02	20.00

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°69: Ancho de Poza de Disipación – Ramal C52

CUENCA	Presas	Ancho de Poza de Disipación (B)
		(m)
Ramal C52	Presa 01	7.50
	Presa 02	7.50

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Tirante Crítico (yc)

Reemplazando las siguientes formulas:

Caudal unitario (m³/s-m):

$$q = Q/B \quad (113)$$

Tirante Crítico (yc)

$$y_c(m) = (q^2/g)^{1/3} \quad (114)$$

$$Q/(y_c * B) \quad (115)$$

$$hv_c = v_c^2/(2 * g) \quad (116)$$

Cuadro N°70: Tirante Crítico – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Tirante Critico (yc)
		(m)
Ramal Rinconada	Presa 01	0.83
	Presa 02	0.83
	Presa 03	0.83
	Presa 04	0.83
	Presa 05	0.83

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°71: Tirante Crítico – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Tirante Critico (yc)
		(m)
Ramal Los Colorados	Presa 01	0.82
	Presa 02	0.82

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°72: Tirante Crítico – Ramal C52

CUENCA	Presas	Tirante Critico (yc)
		(m)
Ramal C52	Presa 01	0.44
	Presa 02	0.44

Fuente: *Elaboración propia*

Altura de muros en el tramo inclinado (m)

Debido a que se considera el tirante critico en la siguiente formula, la altura de muro en el tramo inclinado será igual para todas las presas.

$$hm(m) = 4 * yc/3 \quad (117)$$

Asumimos:

Cuadro N°73: Altura Muro Inclinado (hm) – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Altura Muros Inclinado (hm)
		(m)
Ramal Rinconada	Presa 01	1.20
	Presa 02	1.20
	Presa 03	1.20
	Presa 04	1.20
	Presa 05	1.20

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°74: Altura Muro Inclinado (hm) – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Altura Muros Inclinado (hm)
		(m)
Ramal Los Colorados	Presa 01	1.20
	Presa 02	1.20

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°75: Altura Muro Inclinado (hm) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Altura Muros Inclinado (hm)
		(m)
Ramal C52	Presa 01	1.00
	Presa 02	1.00

Fuente: Elaboración propia

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0

Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado.

$$E.i \text{ (msnm)} = E.0 \text{ (msnm)}$$

$$y_i + 1.1 * hv_i = y_o + 1.1 * hv_o \quad (118)$$

donde:

$$hv_o = [Q^2 / (B * y_o)] / (2 * g)$$

$$hv_o = 0.3 / y_o^2$$

$$v_o \text{ (m/s)} = Q / (y_o * B)$$

$$hv_o \text{ (m)} = v_o^2 / (2 * g)$$

Cuadro N°76: Niveles de Energía – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Niveles de energía i - 0			
		Yo	E0	Vo	hvo
Ramal Rinconada	Presa 01	1.07	1.34	2.20	0.20
	Presa 02	1.07	1.34	2.20	0.20
	Presa 03	1.07	1.34	2.20	0.20
	Presa 04	1.07	1.34	2.20	0.20
	Presa 05	1.07	1.34	2.20	0.20

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°77: Niveles de Energía – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Niveles de energía i - 0			
		Yo	E0	Vo	hvo
Ramal Los Colorados	Presa 01	1.05	1.32	2.20	0.30
	Presa 02	1.05	1.32	2.20	0.30

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°78: Niveles de Energía – Ramal C52

CUENCA	Presas	Niveles de energía i - 0			
		Yo	E0	Vo	hvo
Ramal C52	Presa 01	0.61	0.73	1.50	0.10
	Presa 02	0.61	0.73	1.50	0.10

Fuente: *Elaboración propia*

Secciones 0 - 1

Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado.

E.0 (msnm) = E.1 (msnm), no se asumirán pérdidas.

Cálculo de cota B (c. B)

Debido a que se conoce la Altura de Caída, se realizara el cálculo de la cota B.

$$N.E.i = N.E.0$$

$$c.A + y_i + 1.1 * hv_i = c.B + y_o + 1.1 * hv_o \quad (119)$$

Por lo tanto:

$$c.B \text{ (msnm): } [(c.A + y_i + 1.1 * hv_i) - (y_o + 1.1 * hv_o)] \quad (120)$$

Reemplazando:

Cuadro N°79: Cálculo Cota B. – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Cota B
		(c.B)
Ramal Rinconada	Presa 01	197.50
	Presa 02	203.00
	Presa 03	211.00
	Presa 04	216.50
	Presa 05	221.50

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°80: Cálculo Cota B. – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Cota B
		(c.B)
Ramal Los Colorados	Presa 01	210.50
	Presa 02	224.50

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°81: Cálculo Cota B. – Ramal C52

CUENCA	Presas	Cota B
		(c.B)
Ramal C52	Presa 01	193.50
	Presa 02	197.00

Fuente: *Elaboración propia*

Altura Caída (hc)

$$h_c = c. B - c. E \quad (121)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°82: Altura Caída (hc) – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Altura Caída (hc)
		(m)
Ramal Rinconada	Presa 01	2.50
	Presa 02	4.01
	Presa 03	4.41
	Presa 04	4.70
	Presa 05	5.41

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°83: Altura Caída (hc) – Ramal Rinconada Los Colorados

CUENCA	Presas	Altura Caída (hc)
		(m)
Ramal Los Colorados	Presa 01	4.30
	Presa 02	4.50

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°84: Altura Caída (hc) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Altura Caída (hc)
		(m)
Ramal C52	Presa 01	2.50
	Presa 02	3.50

Fuente: *Elaboración propia*

Secciones 0 - 1

Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado.

$$y_0 + hv_0 + hc = y_1 + hv_1 \quad (122)$$

donde:

$$hv_1 = [Q^2 / (B * y_1)] / (2 * g) \quad (123)$$

$$hv_1 = 0.3 / y_1^2 \quad (124)$$

$$v_1 \text{ (m/s)} = Q / (y_0 * B) \quad (125)$$

$$hv_1 \text{ (m)} = v_0^2 / (2 * g) \quad (126)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°85: Niveles de Energía Y1 – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Niveles de energía				
		Y1	E1	V1	hv1	F
Ramal Rinconada	Presas 01	0.28	3.81	8.30	3.54	5.01
	Presas 02	0.24	5.32	10.00	5.10	6.60
	Presas 03	0.23	5.72	10.00	5.50	7.00
	Presas 04	0.22	6.01	11.00	5.80	7.30
	Presas 05	0.21	6.72	11.00	6.53	7.90

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°86: Niveles de Energía Y1 – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Niveles de energía				
		Y1	E1	V1	hv1	F
Ramal Los Colorados	Presas 01	0.23	5.60	10.00	537.00	6.90
	Presas 02	0.22	5.80	10.00	5.57	7.10

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°87: Niveles de Energía Y1 – Ramal C52

CUENCA	Presas	Niveles de energía				
		Y1	E1	V1	hv1	F
Ramal C52	Presas 01	0.12	3.22	7.80	3.07	7.30
	Presas 02	0.10	4.22	8.90	4.07	9.00

Fuente: Elaboración propia

Tirante Conjugado mayor (y2)

$$\begin{aligned}
 [(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * hv_1) * 1.1] &= [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * hv_2] & (127) \\
 &= [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g)]
 \end{aligned}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} = Q / (y_2 * B) \quad (128)$$

$$hv_2 \text{ (m)} : v_2^2 / (2 * g) \quad (129)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°88: Tirante Conjugado mayor (y2) – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Niveles de energía			
		Y2	E2	V2	hv2
Ramal Rinconada	Presa 01	1.98	2.24	1.20	0.10
	Presa 02	2.20	2.67	1.10	0.10
	Presa 03	2.24	2.76	1.10	0.10
	Presa 04	2.28	2.84	1.00	0.10
	Presa 05	2.35	3.01	1.00	0.10

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°89: Tirante Conjugado mayor (y2) – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Niveles de energía			
		Y2	E2	V2	hv2
Ramal Los Colorados	Presa 01	2.21	2.69	1.10	0.10
	Presa 02	2.23	2.73	1.00	0.10

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°90: Tirante Conjugado mayor (y2) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Niveles de energía			
		Y2	E2	V2	hv2
Ramal C52	Presa 01	1.20	0.79	0.75	0.03
	Presa 02	1.30	0.91	0.69	0.02

Fuente: *Elaboración propia*

Condición de Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con:

$$hc + y_0 > y_2 \quad (130)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°91: Condición de Salto Hidráulico – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Concicion de Salto Hidraulico		
		hc+yo	> y2	Cumple
Ramal Rinconada	Presa 01	3.57	1.98	OK
	Presa 02	5.08	2.20	OK
	Presa 03	5.48	2.24	OK
	Presa 04	5.77	2.28	OK
	Presa 05	6.48	2.35	OK

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°92: Condición de Salto Hidráulico – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Concicion de Salto Hidraulico		
		hc+yo	> y2	Cumple
Ramal Los Colorados	Presa 01	5.35	2.21	OK
	Presa 02	5.55	2.23	OK

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°93: Condición de Salto Hidráulico – Ramal C52

CUENCA	Presas	Concicion de Salto Hidraulico		
		hc+yo	> y2	Cumple
Ramal C52	Presa 01	3.11	1.20	OK
	Presa 02	4.11	1.30	OK

Fuente: Elaboración propia

Altura del Umbral (h')

$$h' (m) = (y_2 + hv_2) - (y_3 + hv_3) \quad (131)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°94: Altura del Umbral (h') – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Altura de Umbral (h')	
		h' (m)	h' (m) asumida
Ramal Rinconada	Presa 01	0.689	0.80
	Presa 02	0.898	1.00
	Presa 03	0.944	1.00
	Presa 04	0.968	1.10
	Presa 05	1.045	1.20

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°95: Altura del Umbral (h') – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Altura de Umbral (h')	
		h' (m)	h' (m) asumida
Ramal Los Colorados	Presa 01	0.911	1.10
	Presa 02	1.037	1.20

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°96: Altura del Umbral (h') – Ramal C52

CUENCA	Presas	Altura de Umbral (h')	
		h' (m)	h' (m) asumida
Ramal C52	Presa 01	0.566	1.00
	Presa 02	0.658	1.00

Fuente: Elaboración propia

Calculo Cota C y D (c.C y c.D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza de igual nivel.

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c.C \text{ (msnm)} = c.E - h' \quad (132)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°97: Calculo Cota C y D (c.C y c.D) – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Cota C y D
		(c.C-c.D)
Ramal Rinconada	Presa 01	194.00
	Presa 02	198.00
	Presa 03	206.00
	Presa 04	211.00
	Presa 05	215.00

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°98: Calculo Cota C y D (c.C y c.D) – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Cota C y D
		(c.C-c.D)
Ramal Los Colorados	Presa 01	205.00
	Presa 02	219.00

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°99: Calculo Cota C y D (c.C y c.D) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Cota C y D
		(c.C-c.D)
Ramal C52	Presa 01	190.00
	Presa 02	193.00

Fuente: *Elaboración propia*

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo subcrítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c.C + y_2 + hv_2 \leq c.E + y_3 + hv_3 \quad (133)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°100: Verificación de los Niveles de Energía – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Niveles de Energía			
		c.C+y2+hv2	<=	c.E+y3+hv3	Cumple
Ramal Rinconada	Presas 01	196.25		196.36	OK
	Presas 02	200.26		200.36	OK
	Presas 03	207.90		207.96	OK
	Presas 04	213.03		213.16	OK
	Presas 05	217.30		217.46	OK

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°101: Verificación de los Niveles de Energía – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Niveles de Energía			
		c.C+y2+hv2	<=	c.E+y3+hv3	Cumple
Ramal Los Colorados	Presas 01	207.37		207.56	OK
	Presas 02	221.08		221.25	OK

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°102: Verificación de los Niveles de Energía – Ramal C52

CUENCA	Presas	Niveles de Energía			
		c.C+y2+hv2	<=	c.E+y3+hv3	Cumple
Ramal C52	Presas 01	191.23		191.67	OK
	Presas 02	193.82		194.16	OK

Fuente: Elaboración propia

Poza Disipadora

Como el número de Froude es: $F1 > 4.50$ y la velocidad es $v1 < 15$ m/s, el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%.

$$1.02 * y2, (m) \quad (134)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°103: Cálculo Diseño Poza Disipadora – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Poza Disipadora		
		F	V1	y2
Ramal Rinconada	Presa 01	5.01	8.30	2.02
	Presa 02	6.59	10.00	2.24
	Presa 03	6.98	10.00	2.29
	Presa 04	7.26	11.00	2.32
	Presa 05	7.93	11.00	2.40

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°104: Cálculo Diseño Poza Disipadora – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Poza Disipadora		
		F	V1	y2
Ramal Los Colorados	Presa 01	6.91	10.00	2.25
	Presa 02	7.10	10.00	2.28

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°105: Cálculo Diseño Poza Disipadora – Ramal C52

CUENCA	Presas	Poza Disipadora		
		F	V1	y2
Ramal C52	Presa 01	7.26	7.80	1.23
	Presa 02	8.98	8.90	1.33

Fuente: *Elaboración propia*

Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l)

$$b.l (m) = 0.1 * (v1 + y2) \quad (135)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°106: Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l) – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Borde Libre (b.l)
		(m)
Ramal Rinconada	Presa 01	1.00
	Presa 02	1.20
	Presa 03	1.30
	Presa 04	1.30
	Presa 05	1.40

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°107: Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l) – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Borde Libre (b.l)
		(m)
Ramal Los Colorados	Presa 01	1.30
	Presa 02	1.30

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°108: Borde Libre en la Poza de Disipación (b.l) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Borde Libre (b.l)
		(m)
Ramal C52	Presa 01	0.90
	Presa 02	1.03

Fuente: Elaboración propia

Profundidad de Poza Disipadora (hp)

$$hp (m) = y^2 + b.l \quad (136)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°109 Profundidad de Poza Disipadora (hp) – Ramal Rinconada

CUENCA	Presas	Profundidad Poza (hp)	
		hp (m)	hp(m) asumida
Ramal Rinconada	Presa 01	3.06	2.60
	Presa 02	3.46	2.60
	Presa 03	3.56	2.60
	Presa 04	3.62	3.20
	Presa 05	3.77	3.50

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°110: Profundidad de Poza Disipadora (hp) – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Profundidad Poza (hp)	
		hp (m)	hp(m) asumida
Ramal Los Colorados	Presa 01	3.50	2.60
	Presa 02	3.55	2.60

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°111: Profundidad de Poza Disipadora (hp) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Profundidad Poza (hp)	
		hp (m)	hp(m) asumida
Ramal C52	Presa 01	2.13	2.50
	Presa 02	2.36	2.50

Fuente: Elaboración propia

Longitud de Tramo Inclinado (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z \quad (137)$$

Reemplazando tenemos:

Cuadro N°112: Longitud de Tramo Inclinado (Lti) – Ramal inconada

CUENCA	Presas	Longitud Tramo Inclinado (Lti)
		(m)
Ramal Rinconada	Presa 01	5.00
	Presa 02	8.00
	Presa 03	8.80
	Presa 04	9.40
	Presa 05	11.00

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°113: Longitud de Tramo Inclinado (Lti) – Ramal Los Colorados

CUENCA	Presas	Longitud Tramo Inclinado (Lti)
		(m)
Ramal Los Colorados	Presa 01	8.60
	Presa 02	9.00

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro N°114: Longitud de Tramo Inclinado (Lti) – Ramal C52

CUENCA	Presas	Longitud Tramo Inclinado (Lti)
		(m)
Ramal C52	Presa 01	5.00
	Presa 02	7.00

Fuente: *Elaboración propia*

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Para todas las presas, de los 03 Ramales será:

Por ser el caudal $Q > 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica:

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria: $\emptyset_0 \text{ -----} \rightarrow$
 $\tan \emptyset_0 = st \rightarrow st = \tan \emptyset_0 = 0.00 \rightarrow \emptyset_0 = 0^\circ$

Para ángulos: $\theta_o \leq 6^\circ$ o Pendientes en el tramo antes de la trayectoria $S \leq 0.105$, se tiene que: $\cos \theta_o = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria: $\theta_o \rightarrow$

$$\tan \theta_o = 1/Z \rightarrow \tan \theta_L = 0.50$$

Para ángulos: $\theta_o \leq 6^\circ$ o Pendientes en el tramo antes de la trayectoria $S \leq 0.105$, se tiene que: $K=0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria

$$LT (m) = (\tan \theta_L - \tan \theta_o) * 2 * hvo * \cos^2 \theta_o \quad (138)$$

$$LT = 0.5$$

Asumimos: **LT = 0.60**

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria – Ramal Rinconada

Distancia Horizontal (X)

Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m).

Cálculo de la Distancia Vertical (Y)

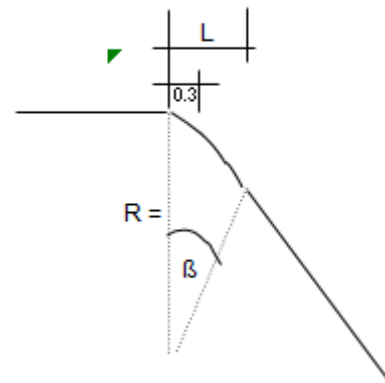
Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m).

$$Y (m) = X * \tan \theta_o + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \theta_o)] \quad (139)$$

En la práctica para caudales pequeños $Q \leq 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$, se traza una curva circular obteniendo el boleó de la arista con datos:

Tabulación:

	X	Y
LT =	0.00	0.00
	0.10	0.01
	0.20	0.02
	0.30	0.05
	0.40	0.08
	0.60	0.19
LT =	0.56	0.16



Radio de la curva del piso (m)

$$R(m) = v_0^2 / (K * g * \cos \theta_0) \quad (140)$$

$$R = 0.978$$

Dada una distancia horizontal $X = 0.30$ m., medida desde el origen de la trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que:

$$\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \operatorname{atan} (X / R) \quad (141)$$

$$\beta = 34.1066^\circ$$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$):

$$\text{Asumimos: } \beta = 30.00^\circ$$

Longitud horizontal de la trayectoria:

$$L = \tan \beta * R \quad (142)$$

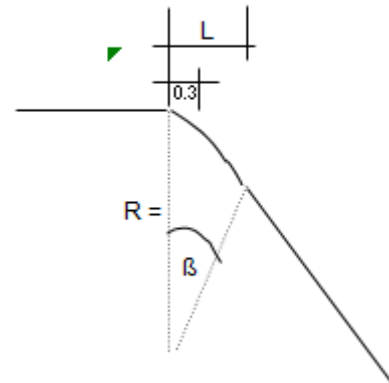
$$L = 0.56$$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria – Ramal Los Colorados

En la práctica para caudales pequeños $Q \leq 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$, se traza una curva circular obteniendo el boleo de la arista con datos:

Tabulación:

	X	Y
LT =	0.00	0.00
	0.10	0.01
	0.20	0.02
	0.30	0.05
	0.40	0.08
	0.60	0.18
LT =	0.58	0.17



Radio de la curva del piso (m)

Reemplazando en la ecuación 143.

$$R = 0.996$$

Dada una distancia horizontal $X = 0.30 \text{ m}$., medida desde el origen de la trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, reemplazando en la ecuación 144, se tiene que:

$$\beta = 33.5251^\circ$$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$):

$$\text{Asumimos: } \beta = 30.00^\circ$$

Longitud horizontal de la trayectoria:

Reemplazando en la ecuación 145.

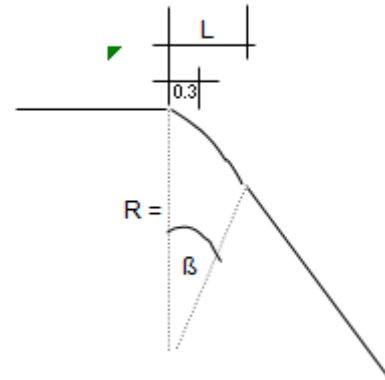
$$L = 0.58$$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria – Ramal C52

En la práctica para caudales pequeños $Q < = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$, se traza una curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos:

Tabulación:

	X	Y
LT =	0.00	0.00
	0.10	0.01
	0.20	0.05
	0.30	0.10
	0.40	0.18
	0.60	0.41
LT =	0.26	0.08



Radio de la curva del piso (m)

Reemplazando en la ecuación 143.

$$R = 0.447$$

Dada una distancia horizontal $X = 0.30 \text{ m.}$, medida desde el origen de la trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, reemplazando en la ecuación 144, se tiene que:

$$\beta = 67.7344^\circ$$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$):

$$\text{Asumimos: } \beta = 30.00^\circ$$

Longitud horizontal de la trayectoria:

Reemplazando en la ecuación 145.

$$L = 0.26$$

Diseño del estanque Amortiguador

Debido que, los números de Froude son mayores a 4.5 y las velocidades no exceden a 15 m/s. se usará el Estanque Tipo II en todas las Presas de los tres Ramales, cuyas características se obtienen de la Figura 39.

Para realizar el cálculo utilizaremos las siguientes expresiones.

Longitud del Estanque (m)

$$L_{II}/y_2 \quad (143)$$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m):

$$h_1 = y_1$$

Ancho de bloque (m):

$$a_1 = y_1$$

Separación entre bloques (m):

$$s_1 = y_1$$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m):

$$s_2 = 0.5 \cdot y_1$$

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m):

$$h_3 / y_1$$

Ancho de bloque (m):

$$a_{a1} = 0.75 \cdot h_3$$

Separación entre bloques (m):

$$s_{m1} = 0.75 \cdot h_3$$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m):

$$s_{m2} = 0.375 \cdot h_3$$

Ancho superior del bloque (m):

$$a_s = 0.2 \cdot h_3$$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m):

$$dm = 0.8 * y2$$

Umbral

Altura de Umbral (m):

$$h4/y1$$

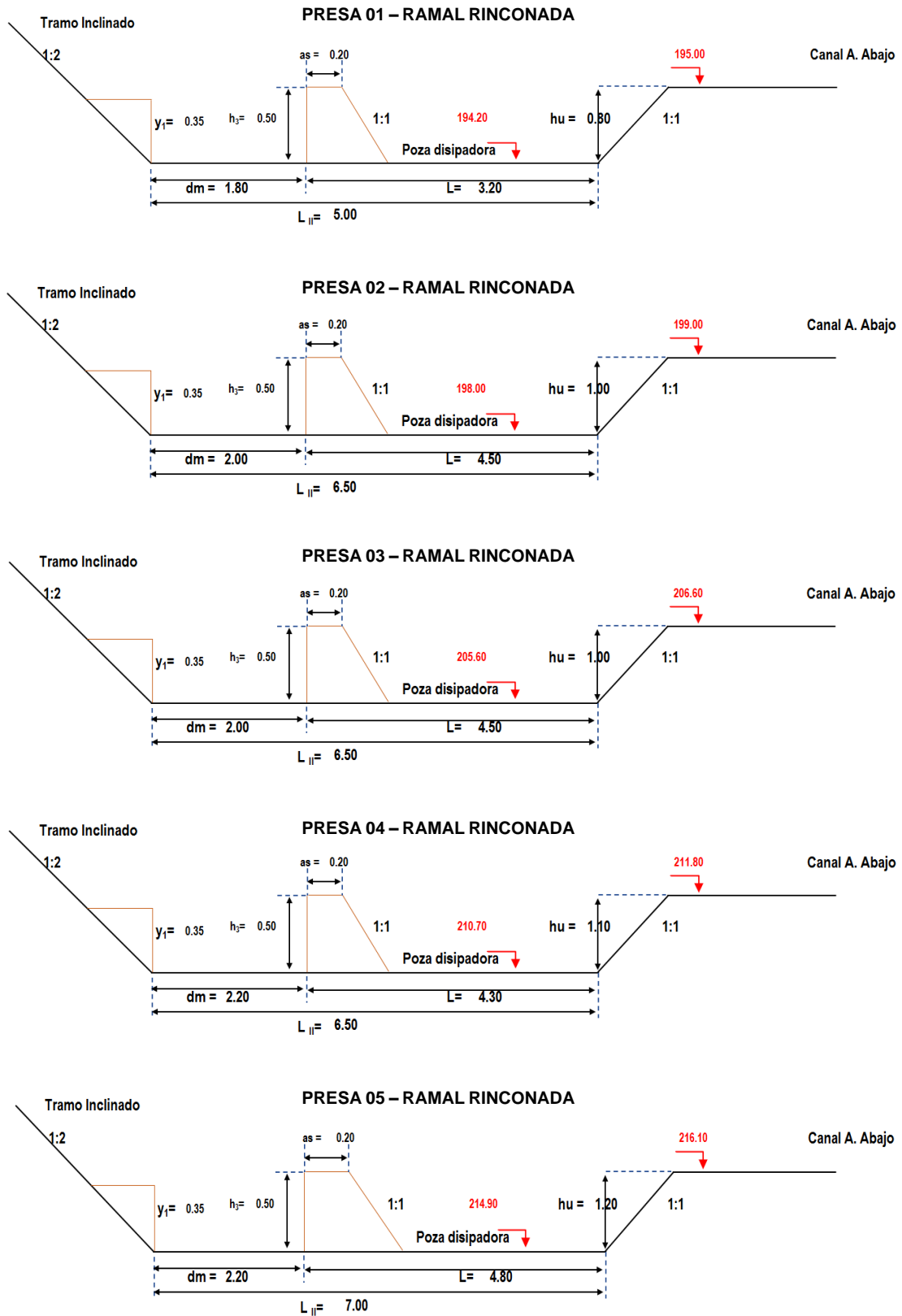
Para mayor detalle se viene presentando en el anexo 2, la hoja de cálculo respectiva de cada presa.

Cuadro N°115: Diseño de Bloques – Ramal Rinconada

Diseño	Características	Presas Ramal Rinconada				
		PRESA 01	PRESA 02	PRESA 03	PRESA 04	PRESA 05
Longitud	Longitud del Estanque LII (m)	5.00	6.50	6.50	6.50	7.00
Bloques del Canal de Descarga	Altura de Bloque h1 (m)	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
	Ancho de bloque a1 (m)	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
	Separación entre bloques s1 (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	Separación entre Bloques y muro lateral del estanque s2 (m)	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
	N° de Bloque Canal de Descarga	33.00	33.00	33.00	33.00	33.00
Bloque Amortiguadores	Altura de Bloque h3 (m)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	Ancho de bloque aa1 (m)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	Separación entre Bloques sm1 (m)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	Separación entre Bloques y muro lateral del estanque sm2 (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	Ancho Superior del Bloque as (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Talud del Bloque Zm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Distancia entre bloques del canal de Descarga y Bloques Amortiguadores dm (m)	1.80	2.00	2.00	2.20	2.20
	N° de Dados	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Umbral	Altura de Umbral h4 (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
	Talud del Umbral Zu	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Figura 114: Diseño Poza Disipadora – Ramal Rinconada



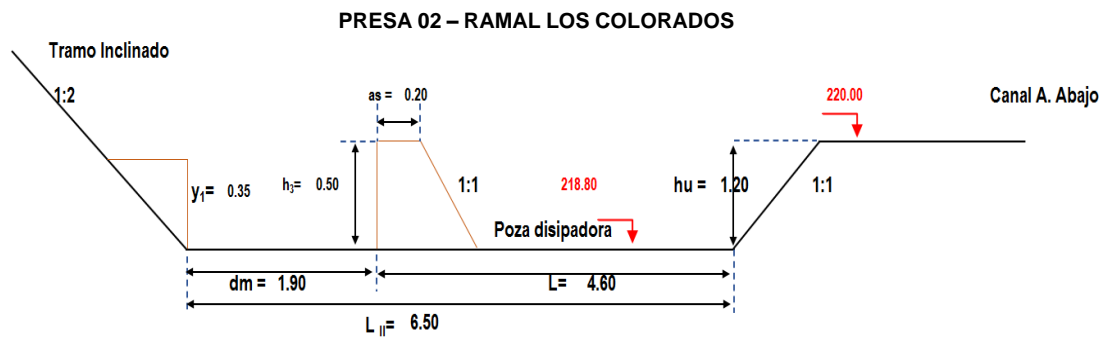
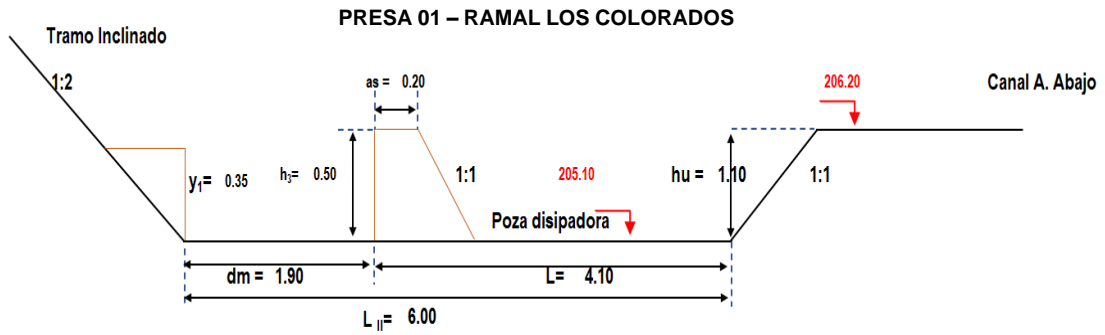
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°116: Diseño de Bloques – Ramal Los Colorados

Diseño	Características	Presas Ramal Los Colorados	
		PRESA 01	PRESA 02
Longitud	Longitud del Estanque LII (m)	6.00	6.50
Bloques del Canal de Descarga	Altura de Bloque h1 (m)	0.35	0.35
	Ancho de bloque a1 (m)	0.35	0.35
	Separación entre bloques s1 (m)	0.25	0.25
	Separación entre Bloques y muro lateral del estanque s2 (m)	0.23	0.23
	N° de Bloque Canal de Descarga	33.00	33.00
Bloque Amortiguadores	Altura de Bloque h3 (m)	0.50	0.50
	Ancho de bloque aa1 (m)	0.50	0.50
	Separación entre Bloques sm1 (m)	0.50	0.50
	Separación entre Bloques y muro lateral del estanque sm2 (m)	0.25	0.25
	Ancho Superior del Bloque as (m)	0.20	0.20
	Talud del Bloque Zm	1.00	1.00
	Distancia entre bloques del canal de Descarga y Bloques Amortiguadores dm (m)	1.90	1.90
Umbral	N° de Dados	20.00	20.00
	Altura de Umbral h4 (m)	0.60	0.60
	Talud del Umbral Zu	2.00	2.00

Fuente: *Elaboración propia*

Figura 115: Diseño Poza Disipadora – Ramal Los Colorados



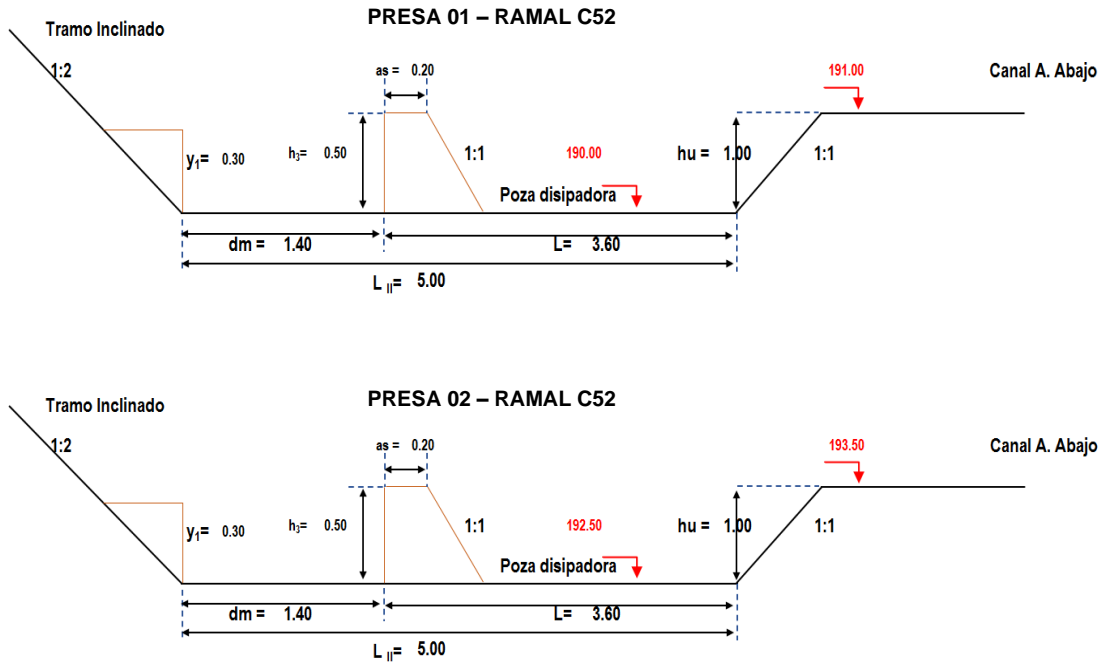
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°117: Diseño de Bloques – Ramal C52

Diseño	Características	Presas Ramal C52	
		PRESA 01	PRESA 02
Longitud	Longitud del Estanque LII (m)	5.00	5.00
Bloques del Canal de Descarga	Altura de Bloque h1 (m)	0.30	0.30
	Ancho de bloque a1 (m)	0.30	0.30
	Separación entre bloques s1 (m)	0.20	0.20
	Separación entre Bloques y muro lateral del estanque s2 (m)	0.10	0.10
	N° de Bloque Canal de Descarga	15.00	15.00
Bloque Amortiguadores	Altura de Bloque h3 (m)	0.50	0.50
	Ancho de bloque aa1 (m)	0.50	0.50
	Separación entre Bloques sm1 (m)	0.45	0.45
	Separación entre Bloques y muro lateral del estanque sm2 (m)	0.18	0.18
	Ancho Superior del Bloque as (m)	0.20	0.20
	Talud del Bloque Zm	1.00	1.00
	Distancia entre bloques del canal de Descarga y Bloques Amortiguadores dm (m)	1.40	1.40
N° de Dados	8.00	8.00	
Umbral	Altura de Umbral h4 (m)	0.60	0.60
	Talud del Umbral Zu	2.00	2.00

Fuente: Elaboración propia

Figura 116: Diseño de Bloques – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

El Objetivo de la presa es el de disminuir el impacto de ocurrencia de un flujo extraordinario de barros y escombros mediante la retención de los sedimentos gruesos y almacenamiento de parte de los sedimentos finos. El diseño de las estructuras ha sido hecho para protegerse contra un evento con un periodo de retorno de 140 años.

3.5.13 Modelamiento hidráulico con estructuras de retención

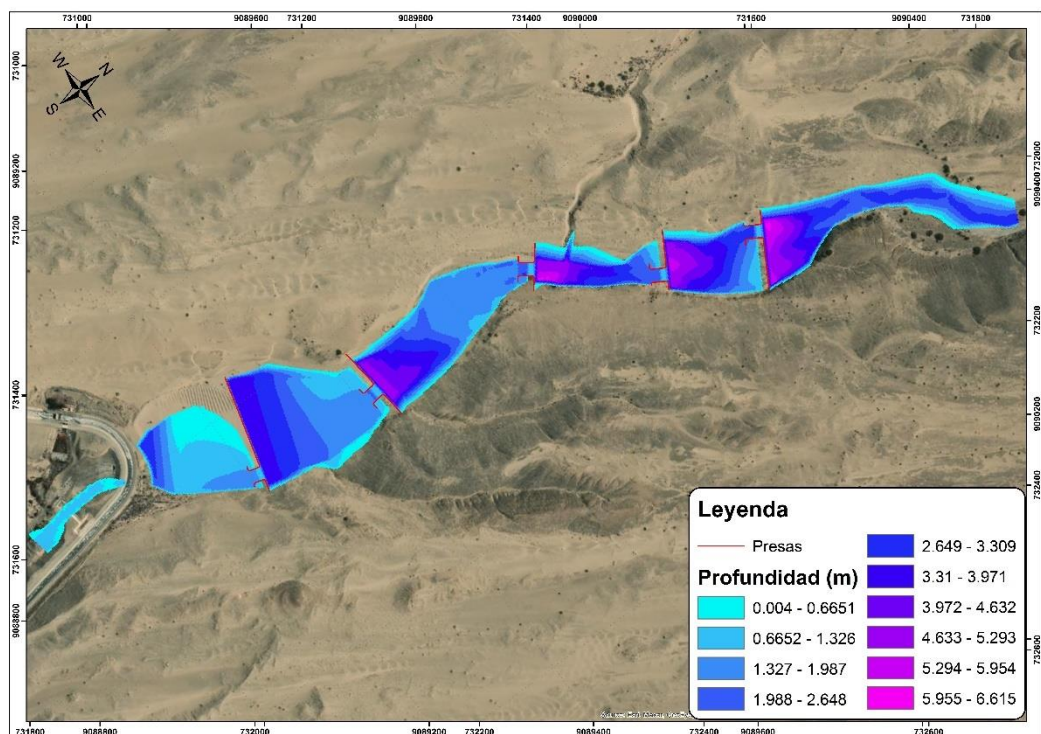
Luego de diseñar hidráulicamente las presas de retención de sedimentos, procederemos a evaluar el comportamiento de flujos de lodos con las estructuras propuestas en los cauces del Ramal Rinconada, Ramal los Colorados y Ramal C52, con la finalidad de mitigar los efectos de una creciente de caudal, el cual se realizará mediante una simulación hidráulica bidimensional de un hidrograma de caudal sólido para un periodo de retorno de 140 años.

Ramal Rinconada

Profundidad máxima del flujo (m)

La profundidad máxima del flujo varía entre 0.1 m y 3.309 m, resultado del modelamiento el cual corresponde a los generados en el cauce del Ramal Rinconada, el cual esta provisto de 5 diques transversales con las estructuras de retención

Figura 117: Profundidad máxima del flujo (m) – Ramal Rinconada

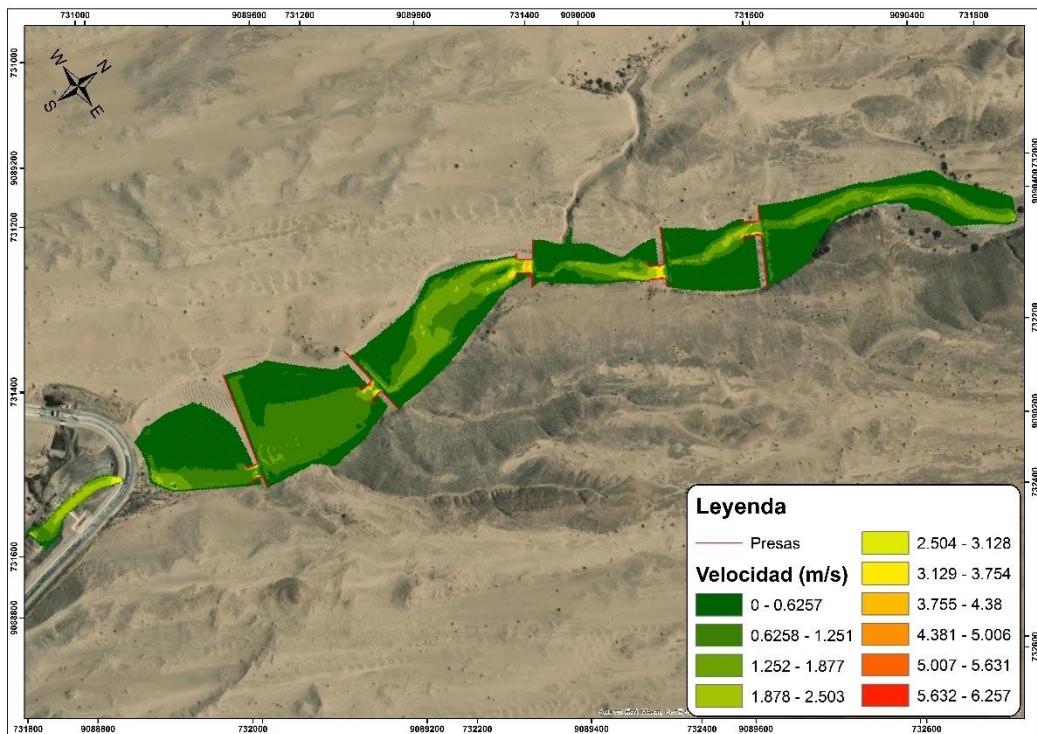


Fuente: Elaboración propia

Velocidad máxima del flujo (m/s)

La velocidad máxima del flujo varía entre 0.1 m/s y 3.128 m/s, resultado del modelamiento el cual corresponde a los generados en el cauce del Ramal Rinconada, el cual esta provisto de 5 diques transversales con las estructuras de retención

Figura 118: Velocidad máxima del flujo (m/s) – Ramal Rinconada



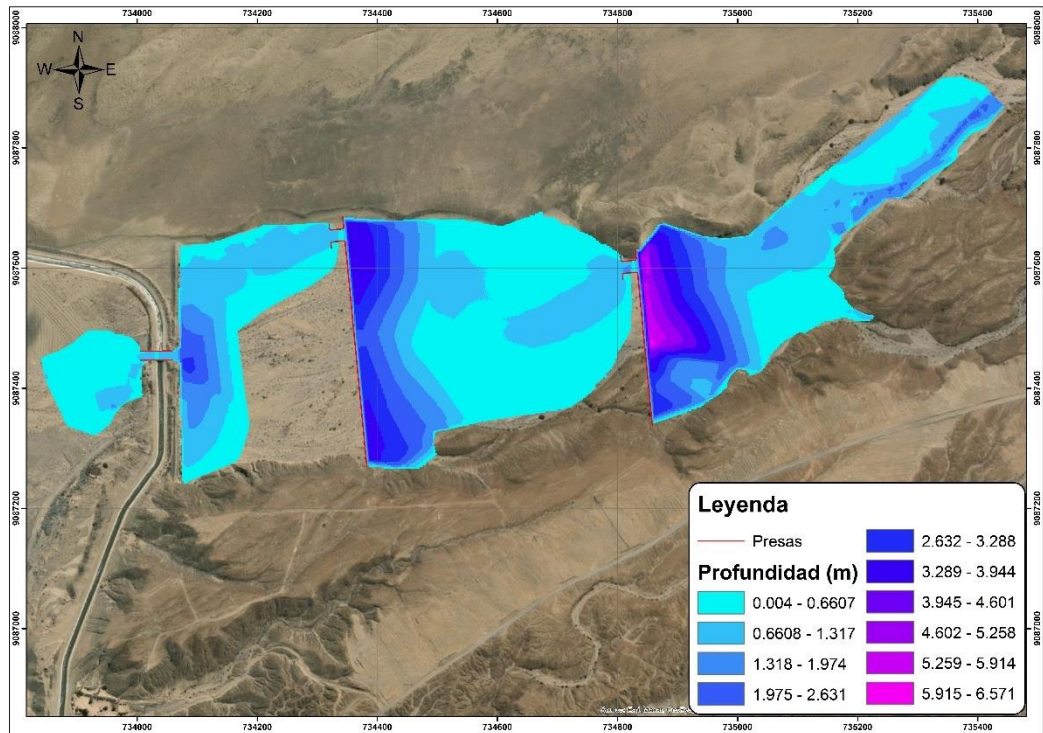
Fuente: *Elaboración propia*

Ramal Los Colorados

Profundidad máxima del flujo (m)

La profundidad máxima del flujo varía entre 0.1 m y 3.288 m, resultado del modelamiento el cual corresponde a los generados en el cauce del Ramal Los Colorados, el cual esta provisto de 2 diques transversales con las estructuras de retención.

Figura 119: Profundidad máxima del flujo (m) – Ramal Los Colorados

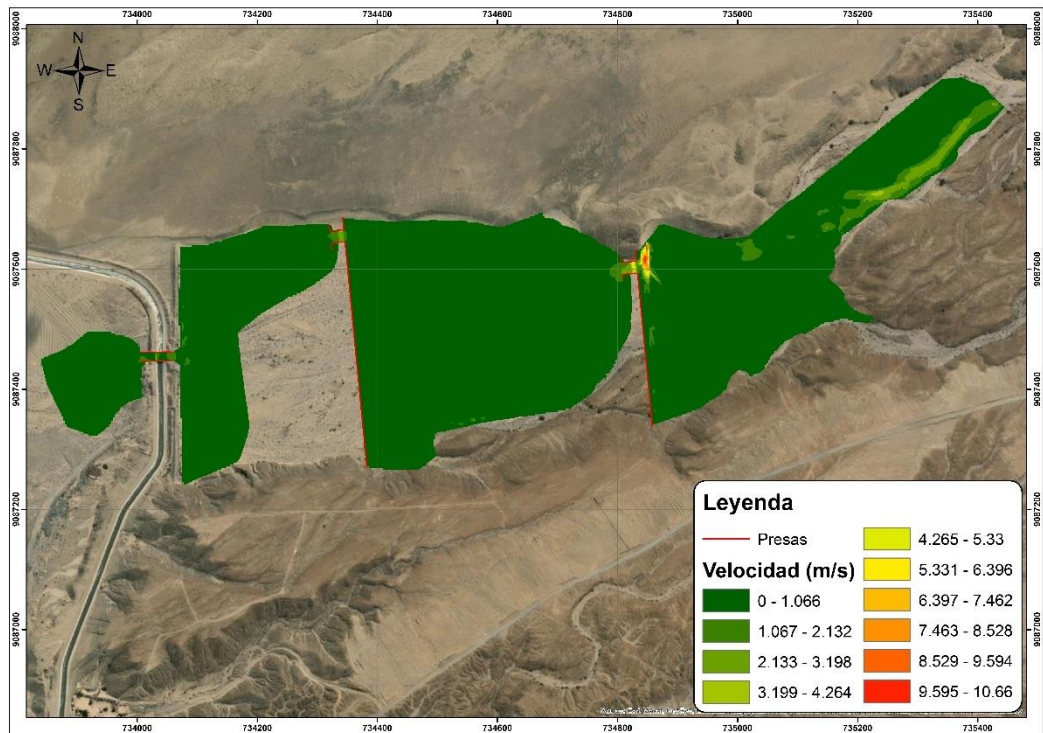


Fuente: Elaboración propia

Velocidad máxima del flujo (m/s)

La velocidad máxima del flujo varía entre 0.1 m/s y 5.33 m/s, resultado del modelamiento el cual corresponde a los generados en el cauce del Ramal Los Colorados, el cual esta provisto de 2 diques transversales con las estructuras de retención.

Figura 120: Velocidad máxima del flujo (m/s) – Ramal Los Colorados



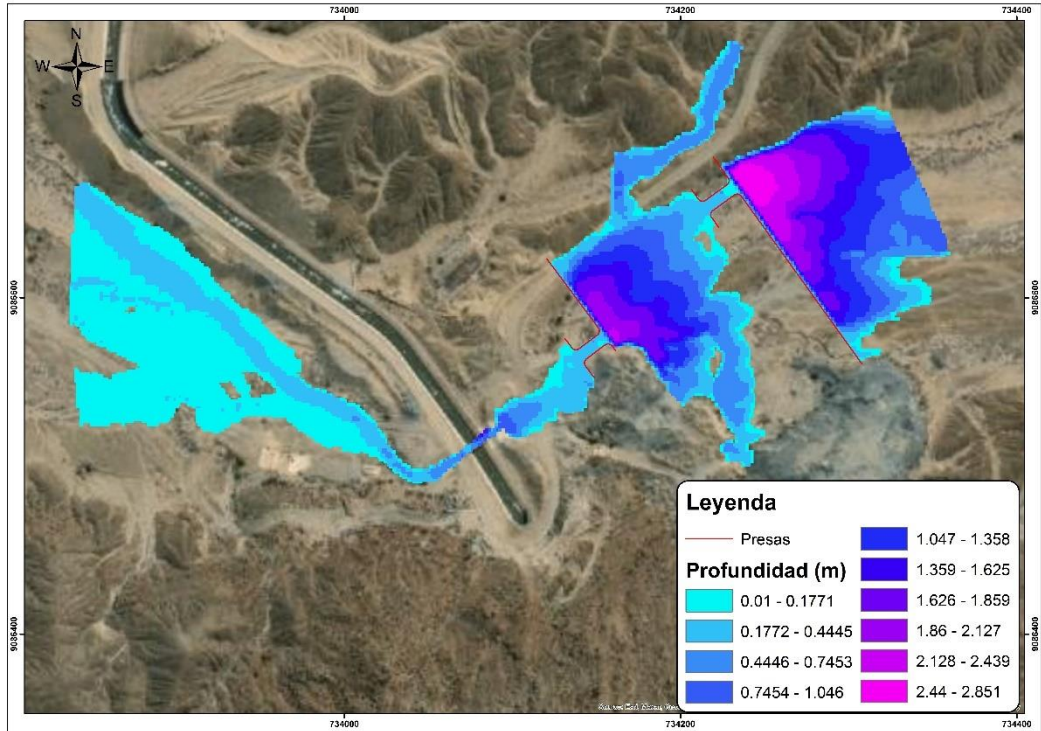
Fuente: Elaboración propia

Ramal C52

Profundidad máxima del flujo (m)

La profundidad máxima del flujo varía entre 0.01 m y 1.358 m, resultado del modelamiento el cual corresponde a los generados en el cauce del Ramal C52, el cual esta provisto de 2 diques transversales con las estructuras de retención.

Figura 121: Profundidad máxima del flujo (m) – Ramal C52

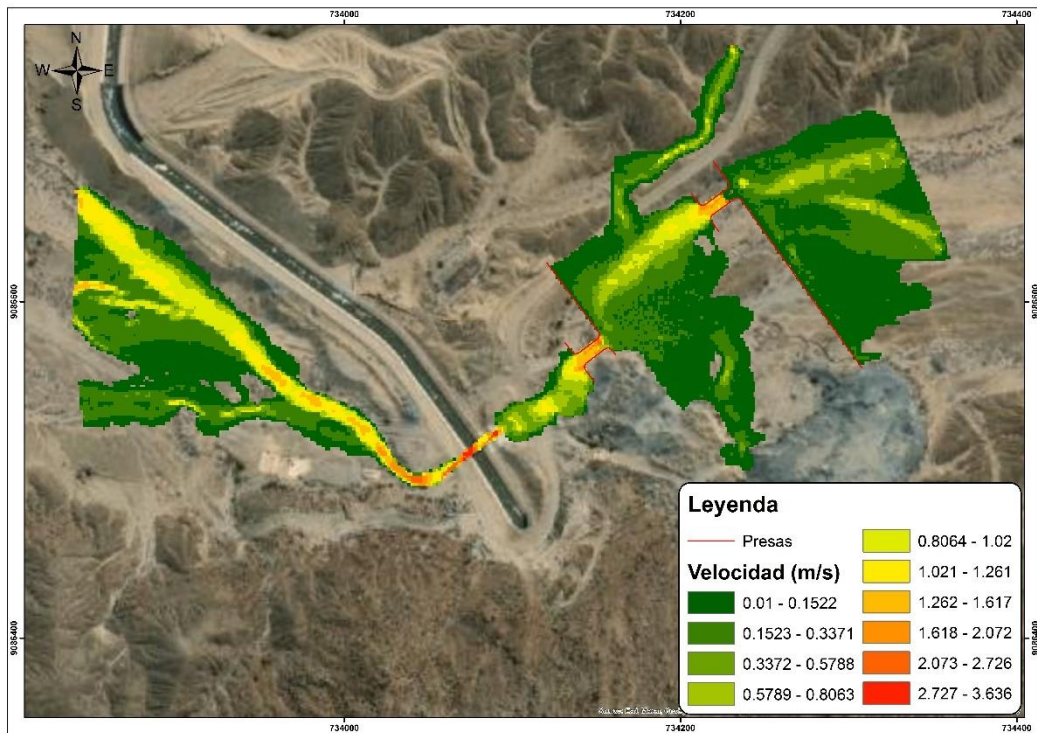


Fuente: Elaboración propia

Velocidad máxima del flujo (m/s)

La velocidad máxima del flujo varía entre 0.01 m/s y 1.02 m/s, resultado del modelamiento el cual corresponde a los generados en el cauce del Ramal C52, el cual esta provisto de 2 diques transversales con las estructuras de retención.

Figura 122: Velocidad máxima del flujo (m/s) – Ramal C52

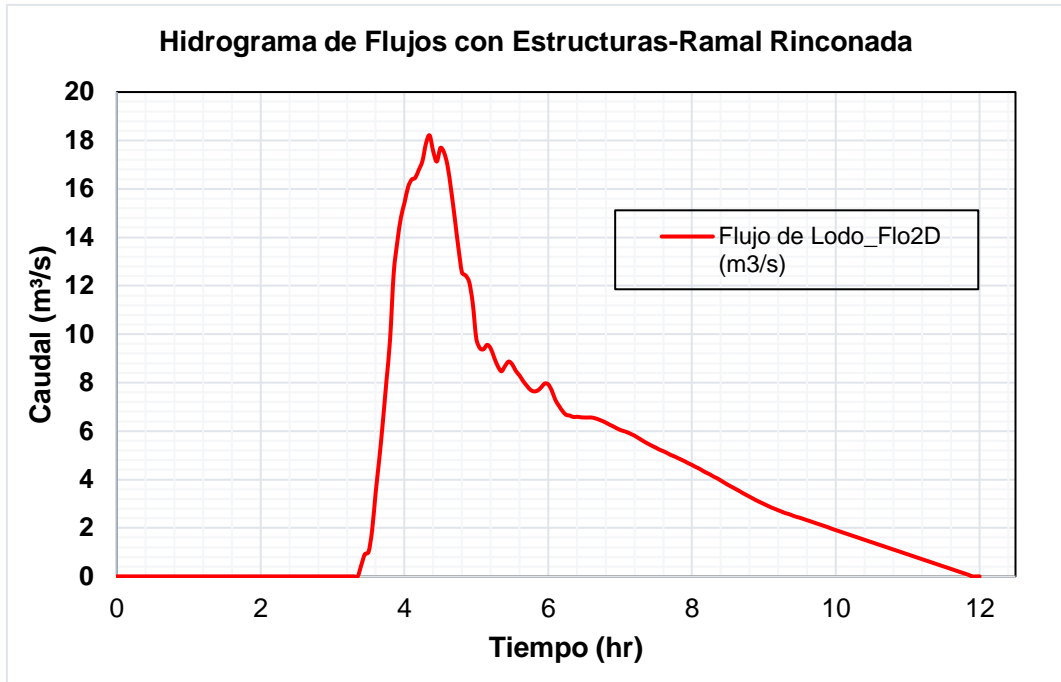


Fuente: Elaboración propia

Hidrograma de Flujo de Lodos (m³/s)

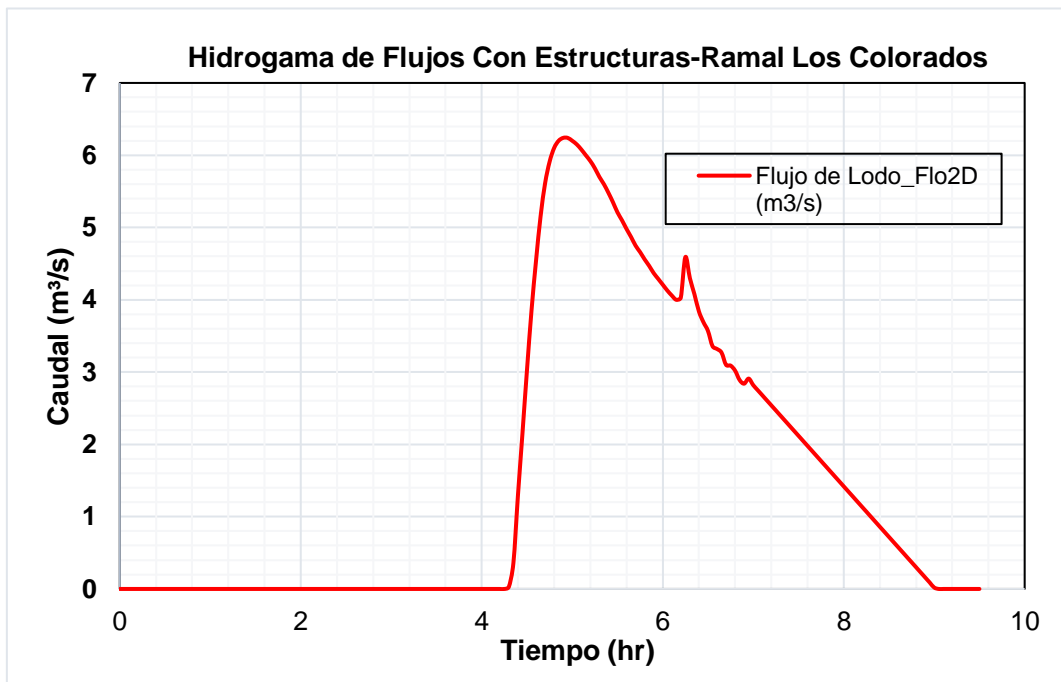
A continuación, procederemos a evaluar el comportamiento de flujos de lodos con las estructuras propuestas en los cauces del Ramal Rinconada, Ramal los Colorados y Ramal C52, mediante los hidrogramas de flujo resultantes.

Gráfico N°49: Hidrograma de Salida- Ramal Rinconada



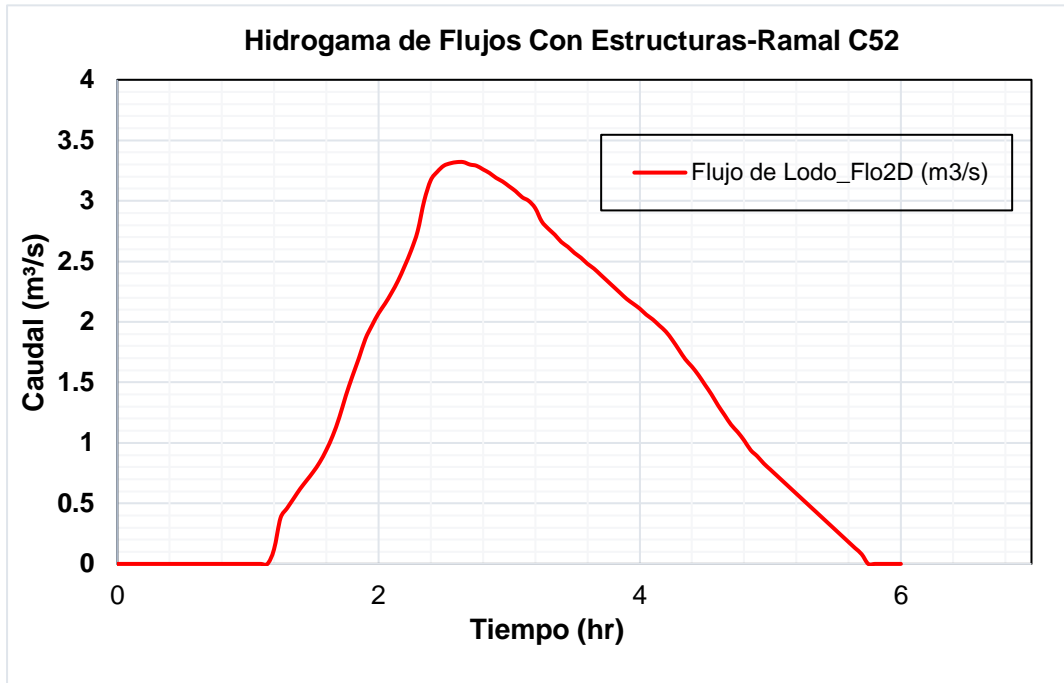
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°50: Hidrograma de Salida - Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°51: Hidrograma de Salida - Ramal C52



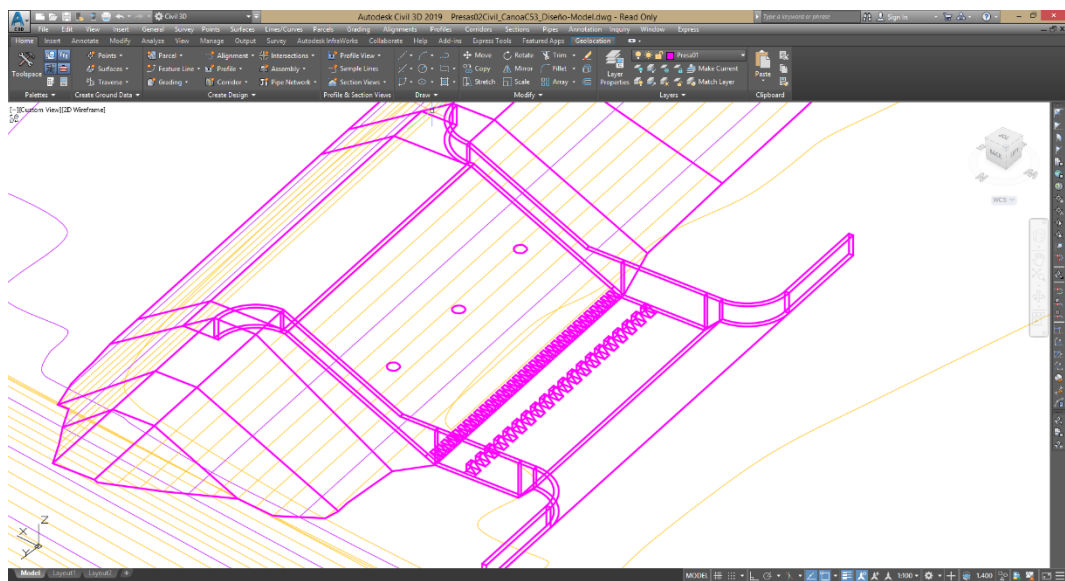
Fuente: *Elaboración propia*

3.5.14 Verificación del diseño de estructuras con el software Iber

Debido a que el software Iber, permite la incorporación de diferentes tipos de estructuras, procederemos a modelar las presas diseñadas con anterioridad y así verificar la eficiencia de las mismas.

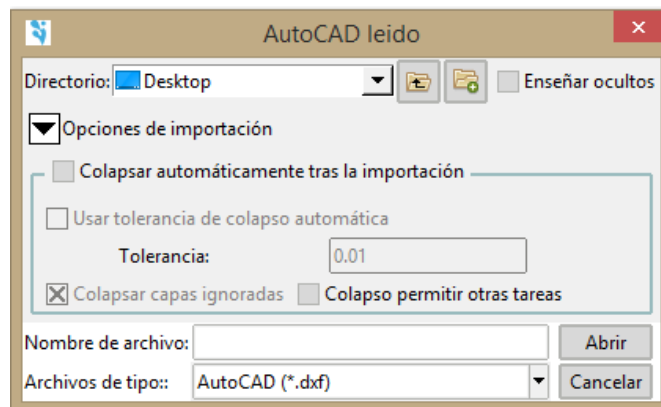
Nuestras presas estaban previamente diseñadas en AutoCAD Civil 3D, debido a que nos permitió diseñar las presas con sus cotas, sus pendientes y con las dimensiones calculadas en el apartado de Diseño Hidráulico. Para trabajarlo en Iber, procedimos a exportarlo en formato DXF.

Figura 123: Creación de la superficie de la presa



Fuente: Elaboración propia

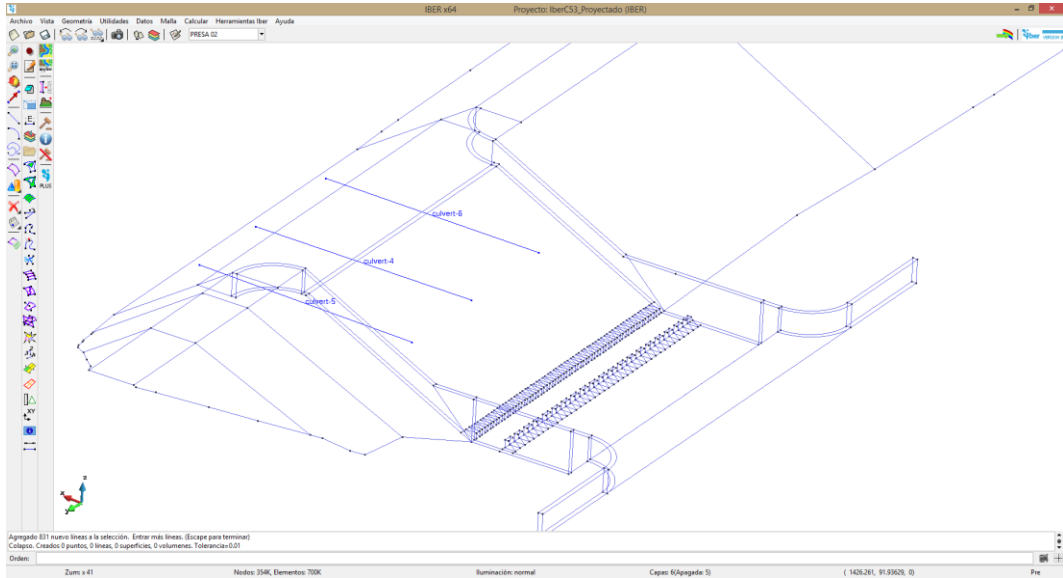
Procederemos a guardar el modelo bidimensional en una carpeta, donde se almacenará toda la data. Luego se procederá a importar el archivo DXF del diseño de la presa, creado con anterioridad.



Fuente: Elaboración propia

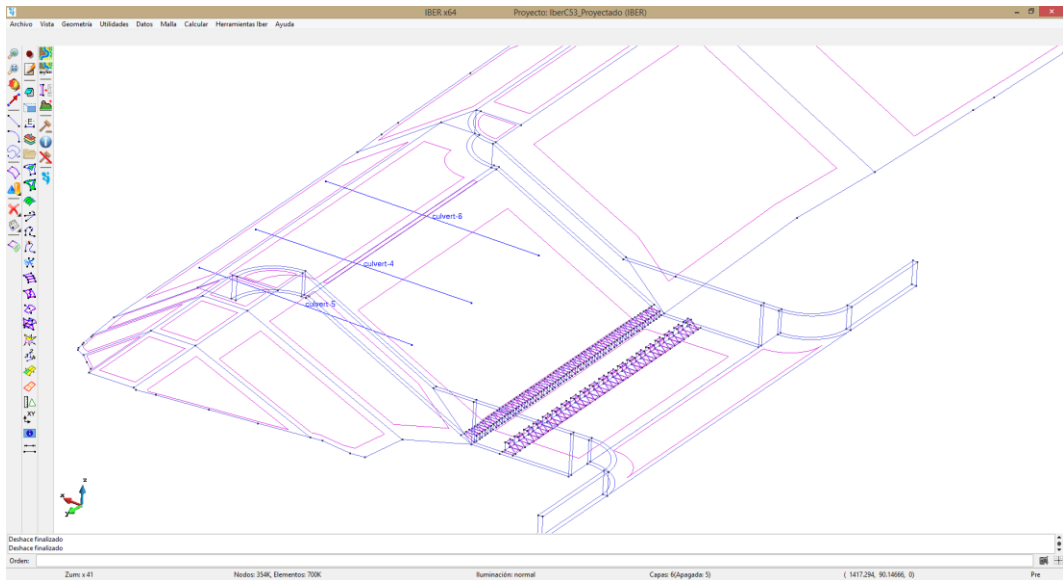
Debido a que Iber opera con líneas y puntos, tenemos que utilizar el comando Colapsar, el cual nos permitió unir todos los puntos y líneas y así crear la superficie de nuestro diseño.

Figura 124: Colapsar el modelo



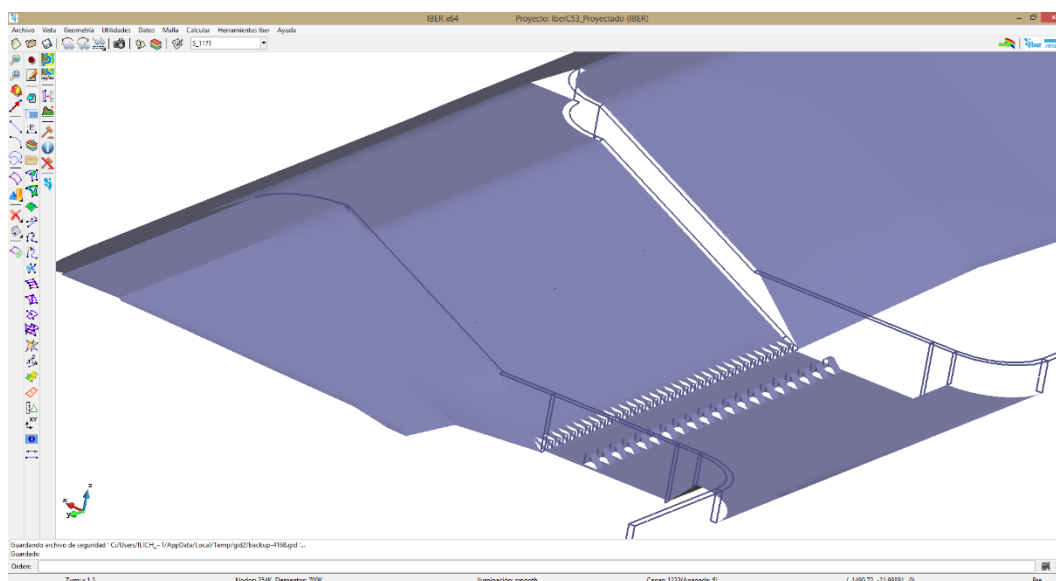
Fuente: Elaboración propia

Figura 125: Superficie creada de la Presa



Fuente: Elaboración propia

Figura 126: Vista o perspectiva de la presa



Fuente: *Elaboración propia*

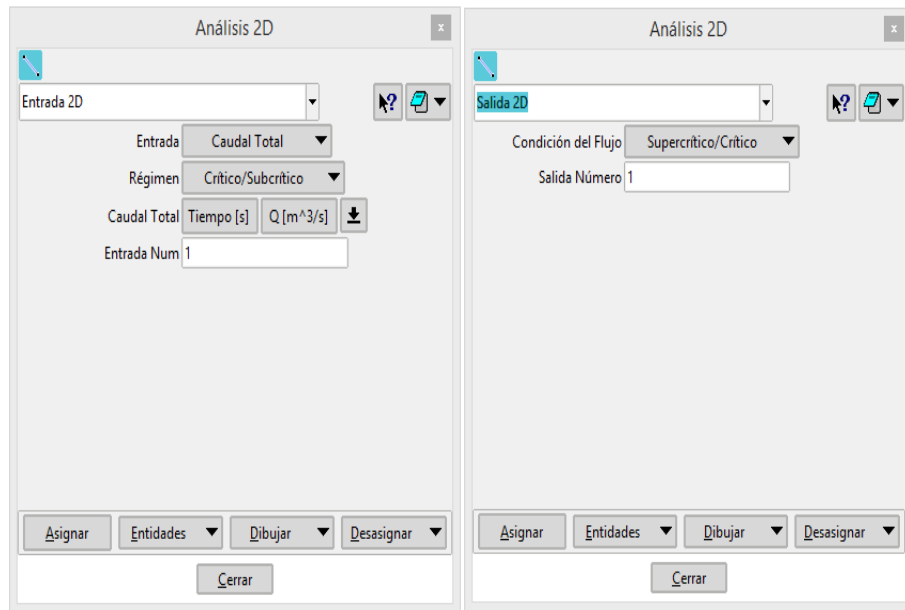
A continuación, procederemos a asignar, las condiciones de contorno, Rugosidad de Manning y crear la malla computacional no estructurada, para cada microcuenca (Ramal Rinconada, Ramal Los Colorados y Ramal C52), y realizar el mismo proceso para el terreno y las estructuras existentes.

Condiciones de Contorno

En este ítem es donde se ingresa los datos hidrológicos, los cuales representaran los flujos dentro de la simulación, y también se les asignara una entrada y una salida.

Los valores a ingresar son los correspondientes a los resultados de los hidrogramas para un periodo de retorno de 140 años obtenidos previamente.

Figura 127: Ingreso de Datos Iber



Fuente: Elaboración propia

Rugosidad de Manning

Se refiere al uso de suelo, en nuestro caso tenemos 3 tipos en los 3 Ramales.

Figura 128: Rugosidad Manning Iber– Ramal Rinconada

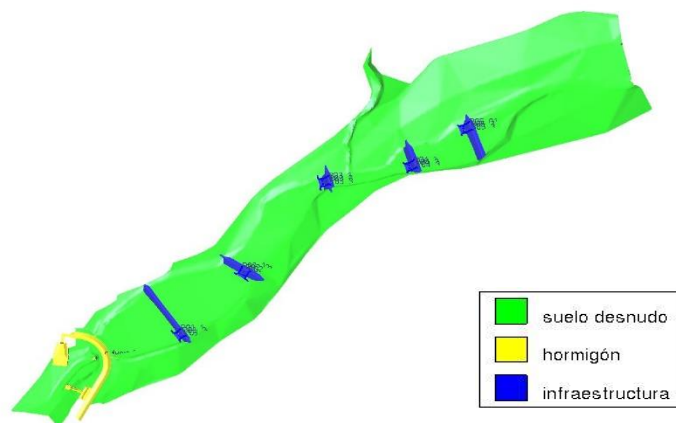


Figura 129: Rugosidad Manning Iber – Ramal Los Colorados

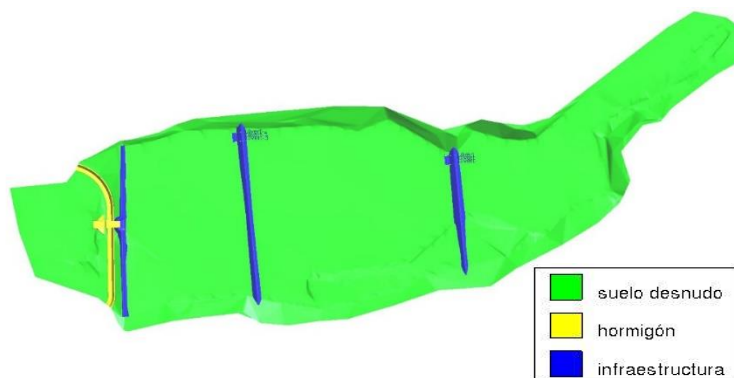
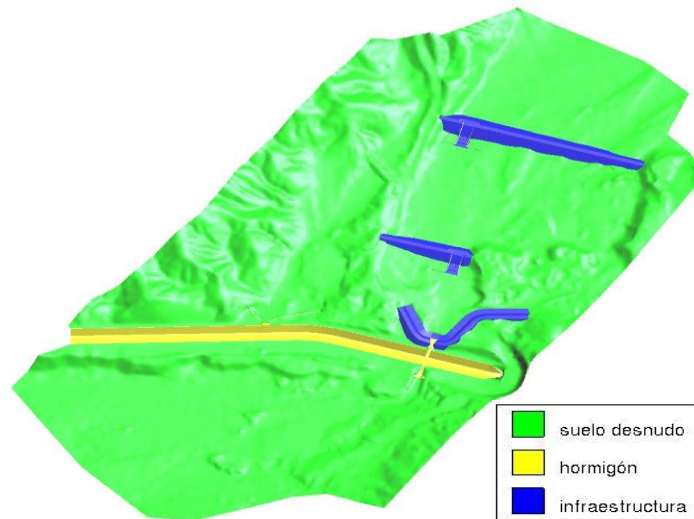


Figura 130: Rugosidad Manning Iber – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

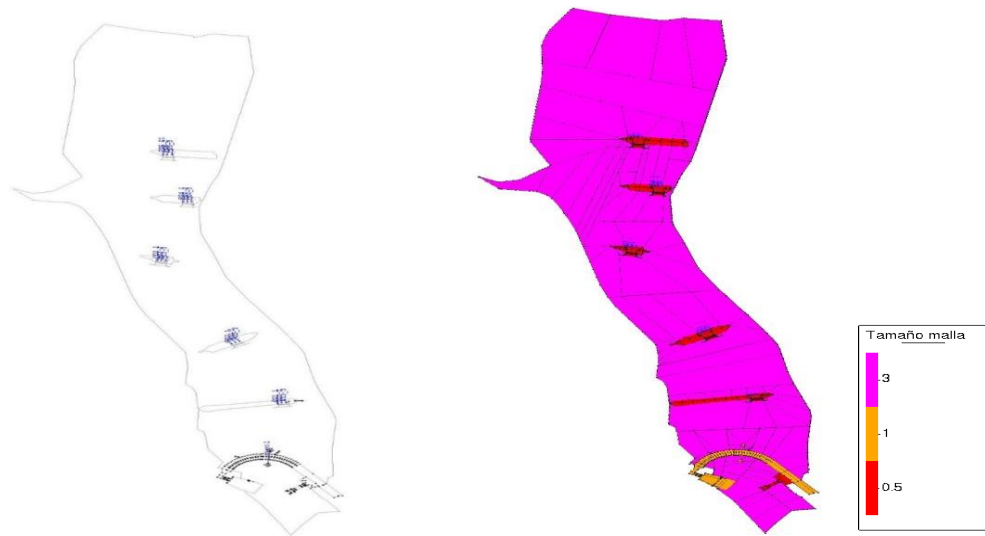
Malla del Dominio de Cálculo

Para realizar el modelamiento en Iber, es necesario crear una malla en donde se trabajará la simulación. En las figuras 131,132, y 133, se muestra los polígonos del terreno, las estructuras existentes y las estructuras propuestas, a las cuales se les asignara el valor en metros del mallado, Para reducir el tiempo de cálculo, se asignan diferentes tamaños de resolución para cada zona en específico, bajando la resolución a aquellas zonas que no sean tan importantes como para generar un mayor grado de definición.

Malla Ramal Rinconada

Para el terreno el tamaño de malla fue de 3 metros, para las estructuras existentes fue 1 y para las presas propuestas diseñadas fue de 0.5 metros.

Figura 131: Malla Iber– Ramal Rinconada

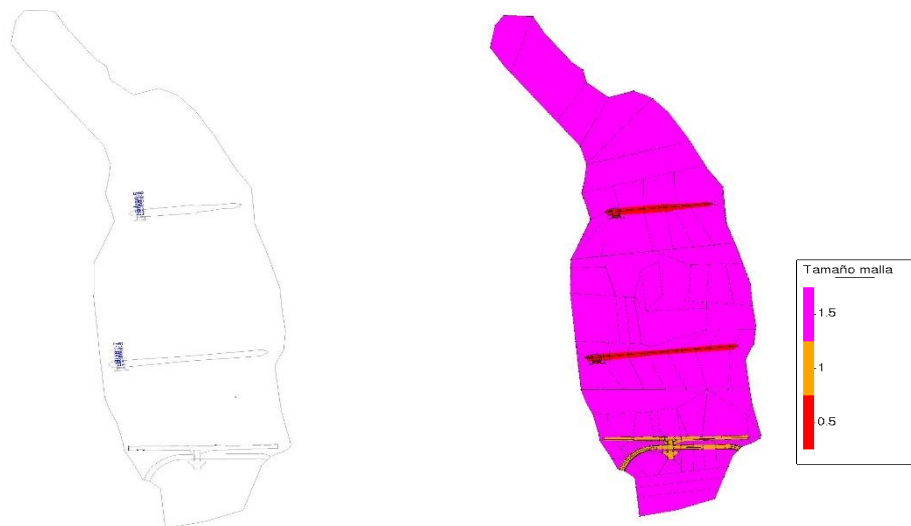


Fuente: Elaboración propia

Malla Ramal Los Colorados

Para el terreno el tamaño de malla fue de 1.5 metros, para las estructuras existentes fue 1 y para las presas propuestas diseñadas fue de 0.5 metros.

Figura 132: Malla Iber– Ramal Los Colorados

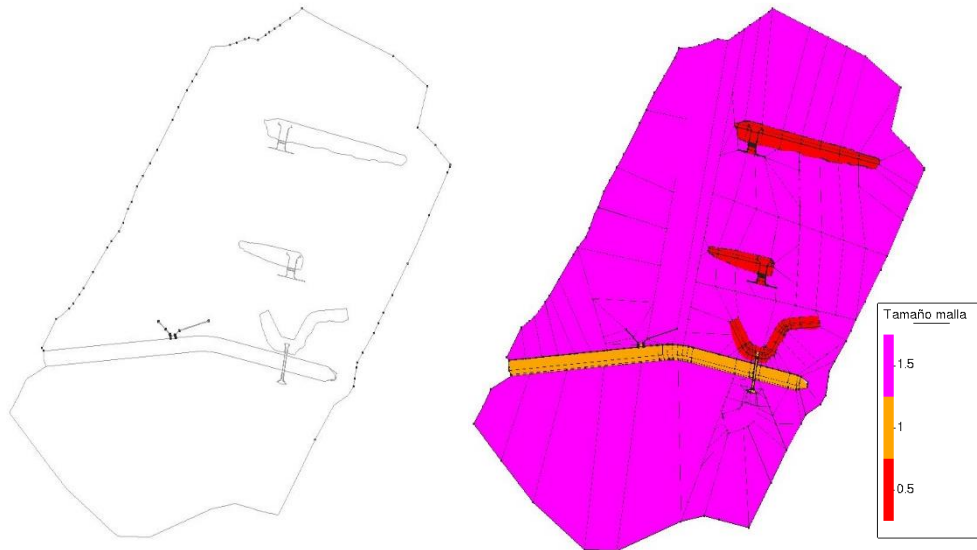


Fuente: Elaboración propia

Malla Ramal C52

Para el terreno el tamaño de malla fue de 1.5 metros, para las estructuras existentes fue 1 y para las presas propuestas diseñadas fue de 0.5 metros.

Figura 133: Malla Iber– Ramal C52

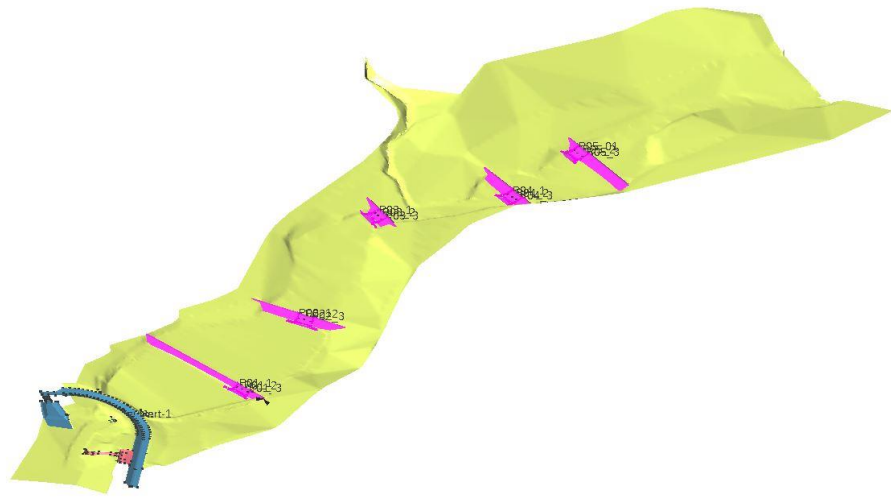


Fuente: Elaboración propia

La forma de mallado que se generó es un entramado triangular, debido a que tiene una mejor definición, luego se procedió a cargar el DTM en formato txt.

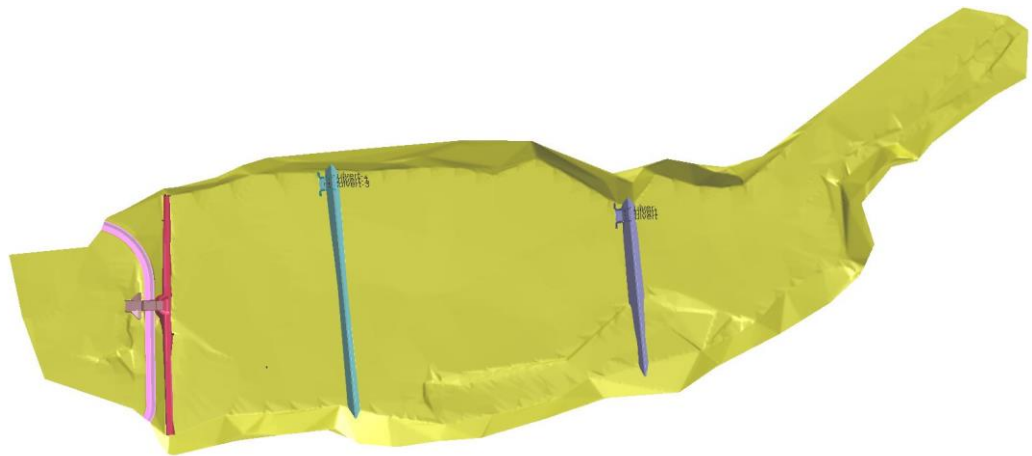
A continuación, en las Figuras 134, 135 y 136 mostraremos una vista 3D de la superficie que representa el relieve del terreno y la geometría de las presas propuestas y las estructuras existentes.

Figura 134: Vista 3D de la superficie – Ramal Rinconada



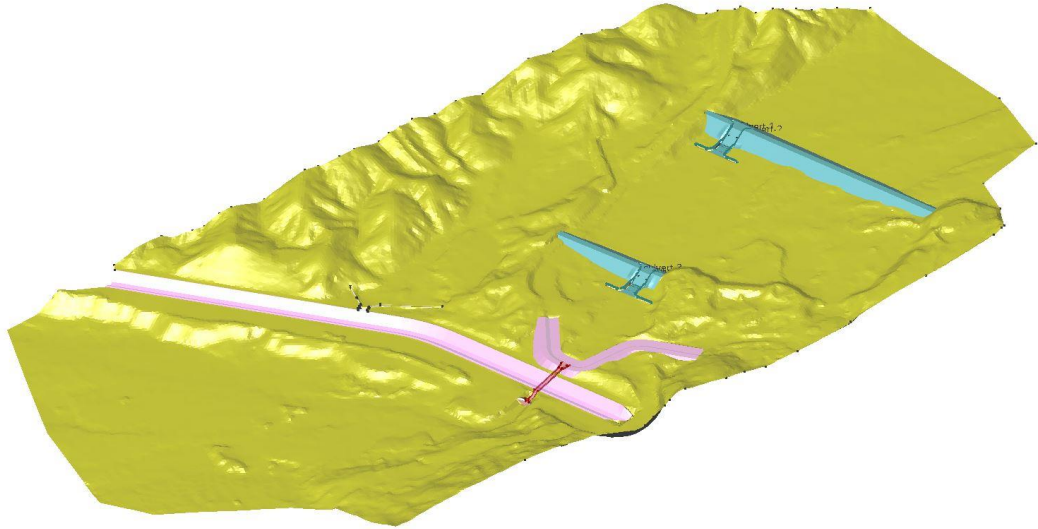
Fuente: Elaboración propia

Figura 135: Vista 3D de la superficie – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

Figura 136: Vista 3D de la superficie – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

Datos del Problema

Para finalizar los pasos, se ingresan los datos del problema, aquí se definen los tiempos y también los resultados que se quiere observar, entre los que se pueden destacar: calado, velocidad, caudal específico, cota de agua, número de Froude.

Para el Ramal Rinconada el tiempo máximo de simulación será de 19800 segundos (este tiempo equivale a 5,50 horas). Además, el intervalo de tiempo en pasos será de 20 segundos. Esto significa que cada 20 segundos mostrará resultados parciales de la simulación y su avance.

Para el Ramal Los Colorados el tiempo máximo de simulación será de 21600 segundos (este tiempo equivale a 6 horas). Además, el intervalo de tiempo en pasos será de 20 segundos. Esto significa que cada 20 segundos mostrará resultados parciales de la simulación y su avance.

Para el Ramal C52 el tiempo máximo de simulación será de 15000 segundos (este tiempo equivale a 4 horas). Además, el intervalo de tiempo en pasos será de 20 segundos. Esto significa que cada 20 segundos mostrará resultados parciales de la simulación y su avance.

Luego de ingresar los datos del Problema, se procedió a calcular, con lo cual se empieza a procesar los datos registrados en el programa y se evalúa el objeto de estudio, en nuestro caso las Presas Diseñadas.

Como último paso, nos vamos al Post proceso, donde obtendremos los resultados como el calado, la velocidad, etc.

En las siguientes figuras se muestran los resultados máximos de calado y velocidad que afectaron al dominio de cálculo para toda la simulación.

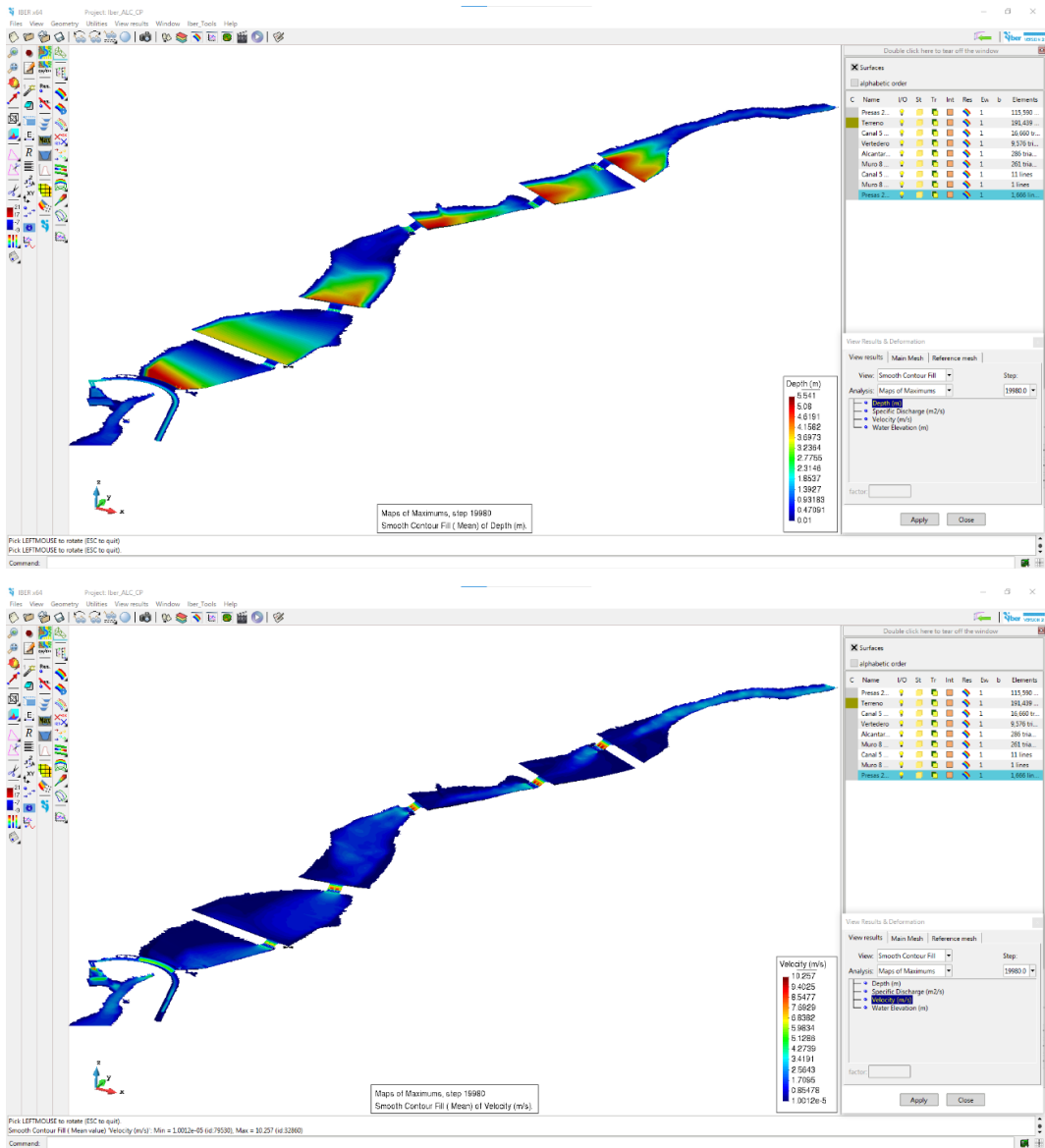
Ramal Rinconada - TR 140 años

Nuestro principal objetivo con este software es la verificación del diseño de las estructuras, por lo que en las siguientes figuras mostraremos el funcionamiento de las mismas.

En la Simulación con el software Iber podemos comprobar que todas las presas cumplen con la retención del volumen de sedimento estimado en el apartado de cálculos hidráulicos, que según el diseño de la Presa 01-Ramal Rinconada, acumula un volumen total de 16,251.04 m³, la Presa 02-Ramal Rinconada, acumula un volumen total de 19,376.20 m³, la Presa 03-Ramal Rinconada, acumula un volumen total de 11,147.31 m³, la Presa 04-Ramal Rinconada, acumula un volumen total de 16,921.18 m³, la Presa 05-Ramal Rinconada, acumula un volumen total de 17,357.97 m³.

En la siguiente figura se muestra los resultados de la Profundidad la cual alcanzo calados de hasta 5.541 m, y una velocidad máxima de 10.257 m/s.

Figura 137: Resultado Profundidad y Velocidad Iber – Ramal Rinconada

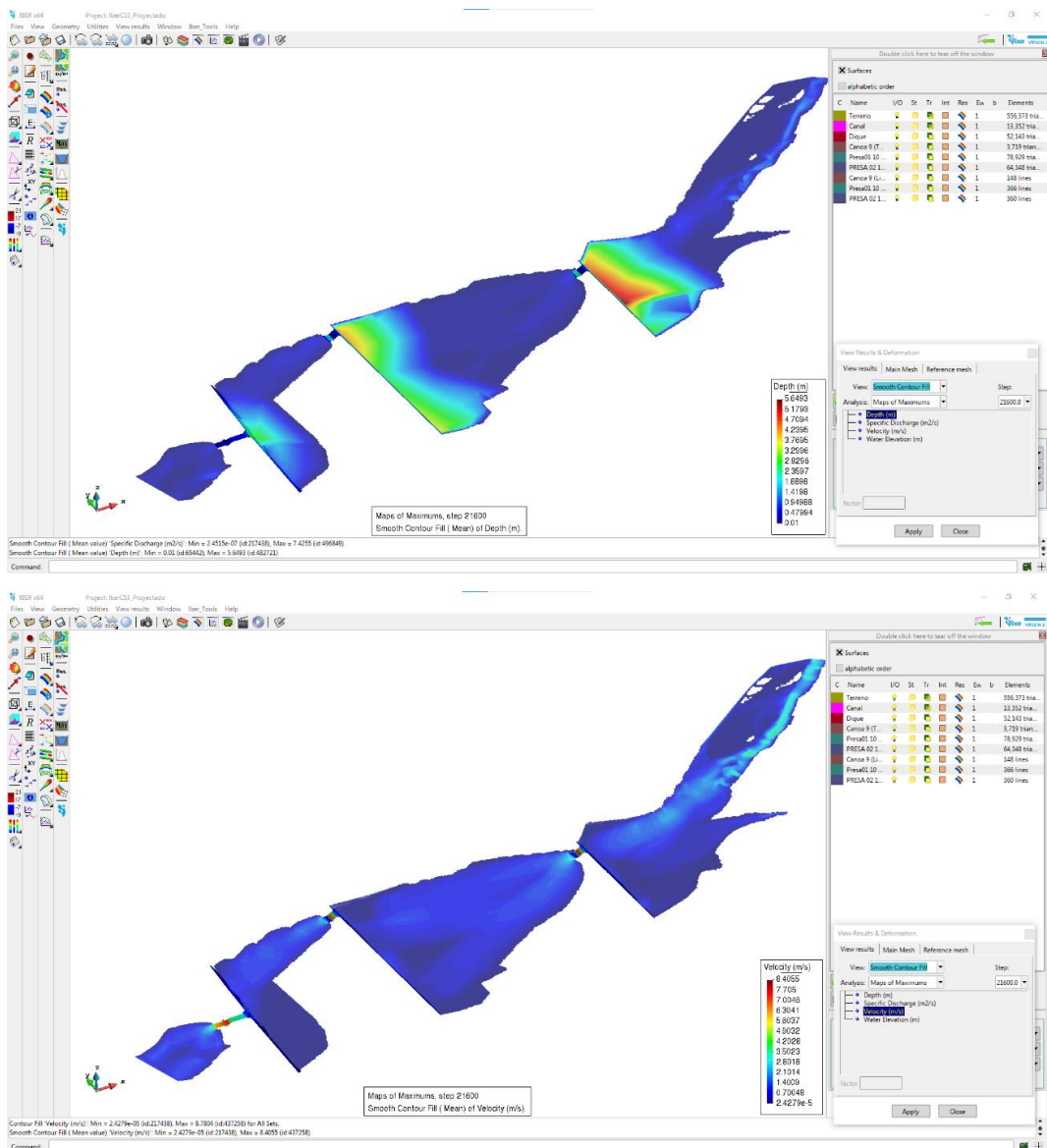


Fuente: Elaboración propia

Ramal Los Colorados - TR 140 años

En el Ramal Los Colorados, según el diseño, la Presa 01, acumula un volumen total de 90,784.57 m³, la Presa 02, acumula un volumen total de 67,509.72 m³., es decir que las presas, si cumplen con la retención del volumen de sedimento estimado.

Figura 138: Resultado Profundidad y Velocidad Iber – Ramal Los Colorados

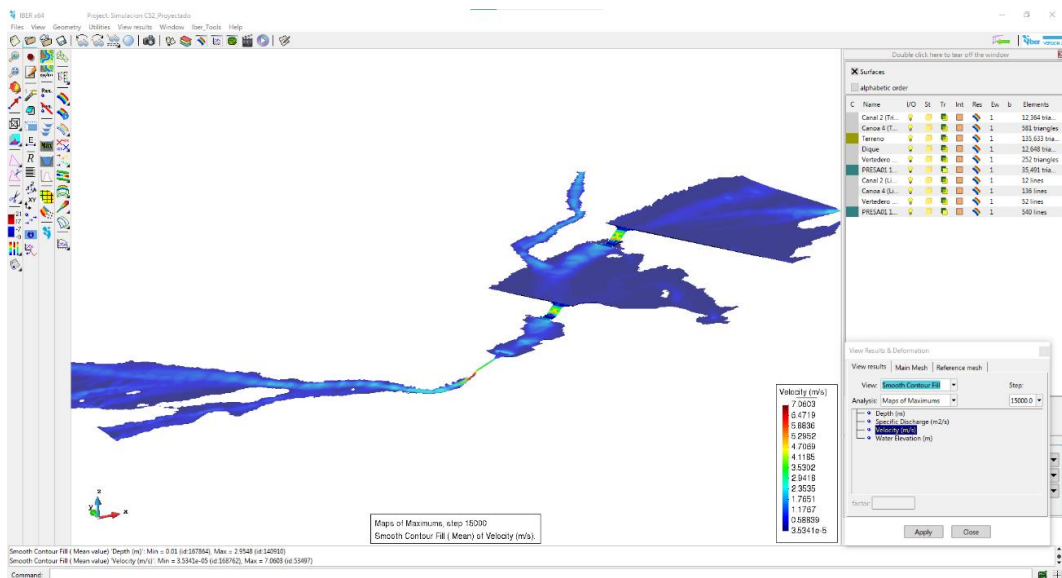
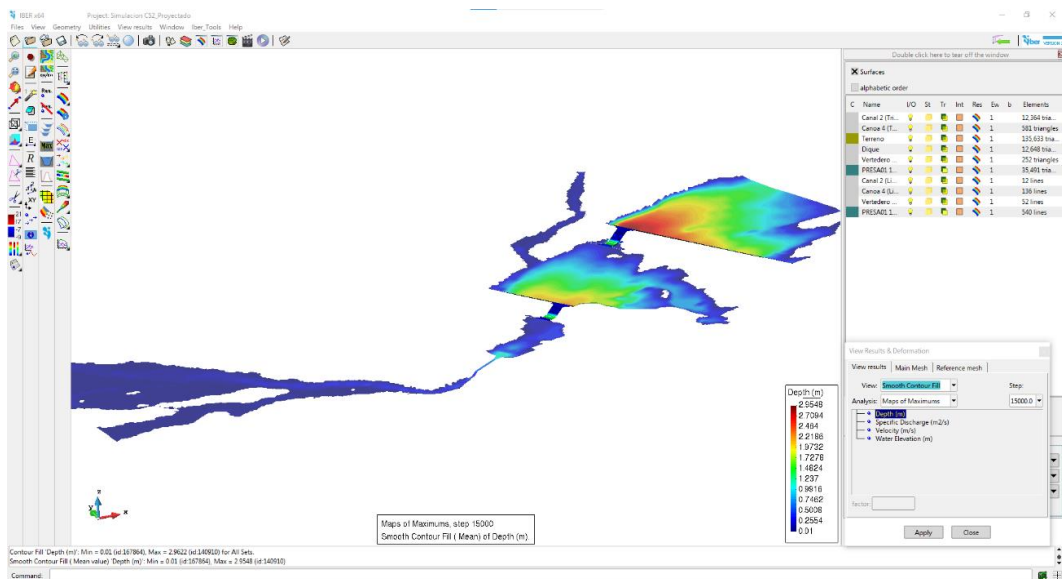


Fuente: Elaboración propia

Ramal C52 - TR 140 años

En el Ramal C52, según el diseño, la Presa 01, acumula un volumen total de 6,288.35 m³, la Presa 02, acumula un volumen total de 13,978.28 m³, es decir que las presas, si cumplen con la retención del volumen de sedimento estimado.

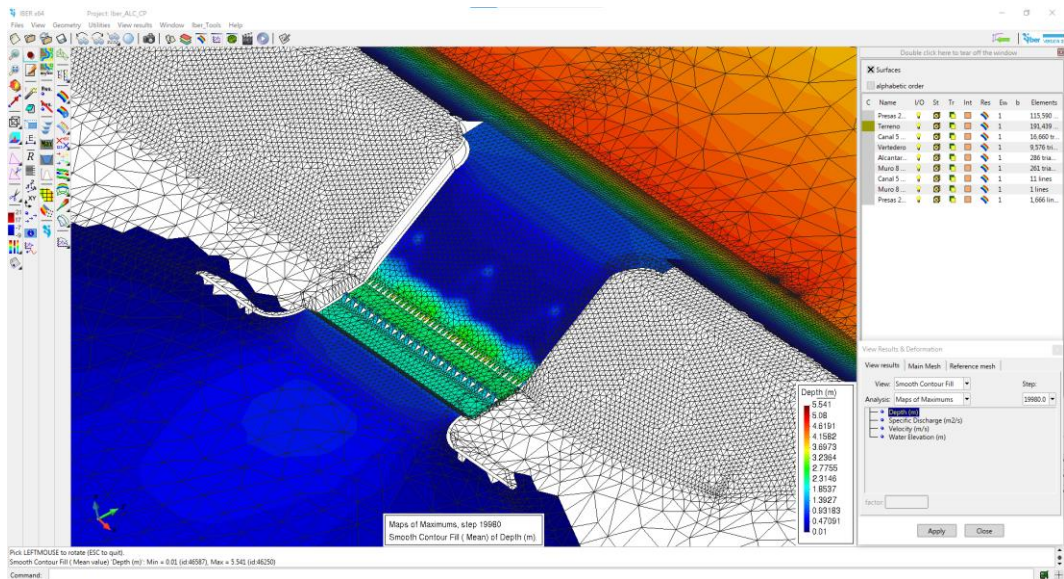
Figura 139: Resultado Profundidad y Velocidad Iber – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

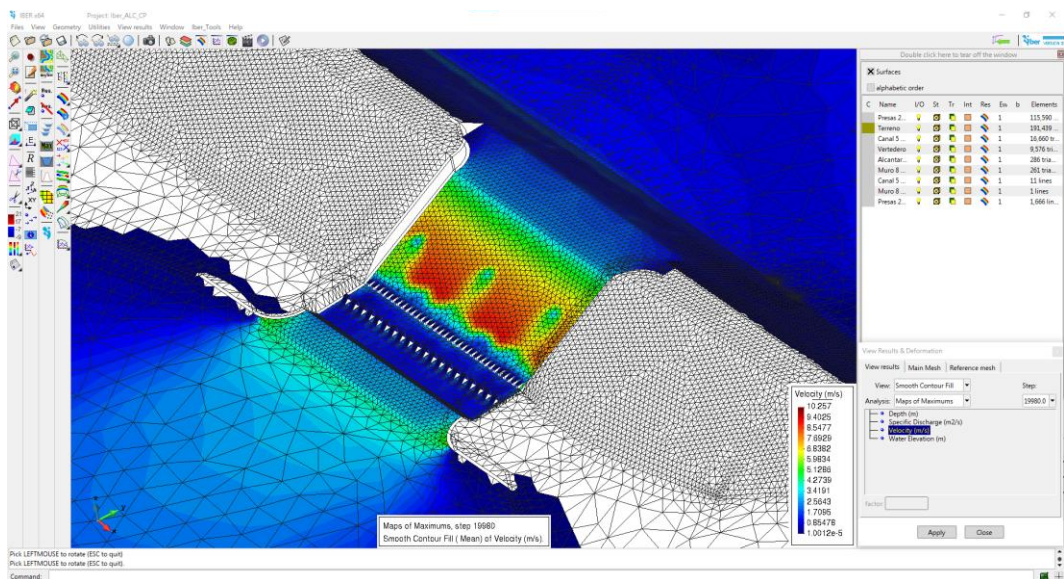
El software Iber también nos ha permitido verificar el funcionamiento de las pozas de disipación, que está diseñada para causar pérdidas hidráulicas importantes y así reducir la velocidad en los flujos de alta velocidad, y según el diseño contiene bloques del canal de descarga, bloques amortiguadores y un umbral terminal, los cuales cumplen con producir un efecto amortiguador en el resalto hidráulico.

Figura 140: Profundidad Poza Disipadora – Vista 1



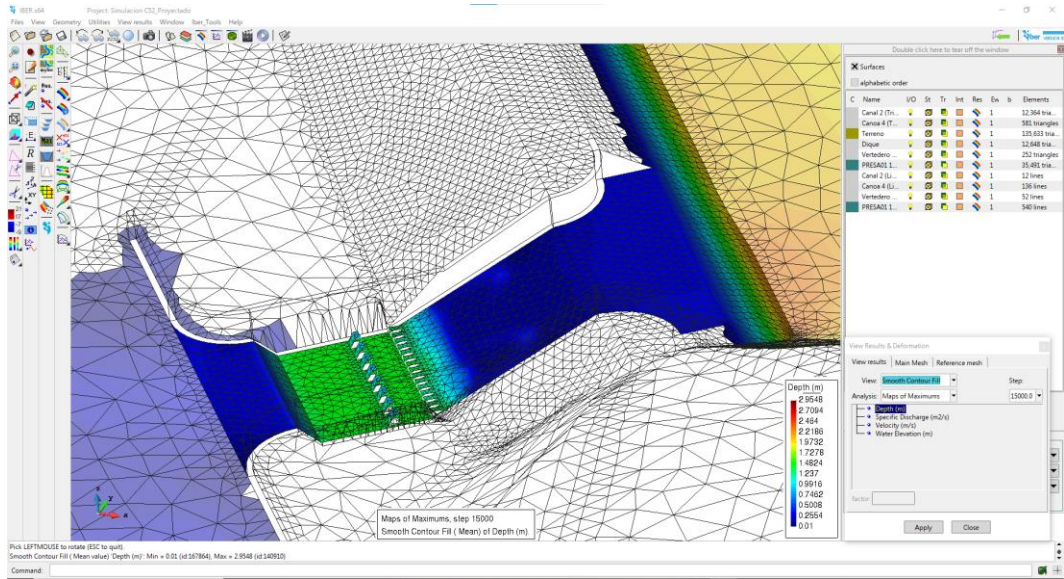
Fuente: Elaboración propia

Figura 141: Velocidad Poza Disipadora – Vista 1



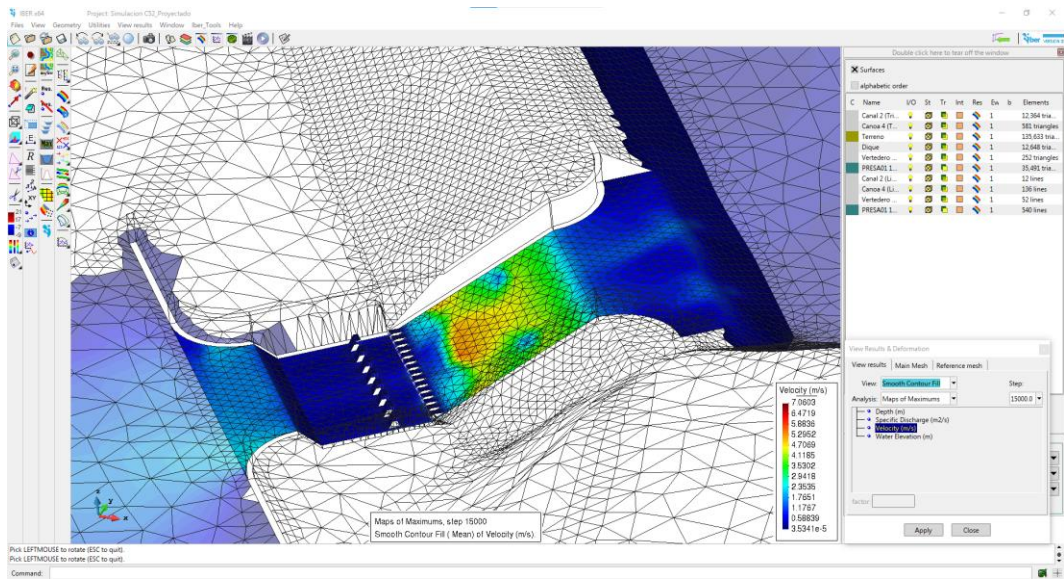
Fuente: Elaboración propia

Figura 142: Profundidad Poza Disipadora – Vista 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 143: Velocidad Poza Disipadora – Vista 2



Fuente: Elaboración propia

4 RESULTADOS

Los resultados, en cada etapa de investigación, tales como topografía, suelos, modelamiento hidrológico y modelamiento hidráulico, se han ido desarrollando a lo largo de la presente tesis, los cuales nos permitieron evaluar los distintos riesgos, y así plantear soluciones que resuelvan la problemática ante grandes avenidas en la Quebrada Rinconada, ya que esta intercepta con en canal madre, que es la encargada de abastecer de agua potable a Trujillo.

Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico, se realizó mediante el uso de drone, debido a que nos brinda datos más precisos y nos permite levantar topográficamente de manera más rápida nuestra zona en estudio que la conforman las microcuencas Ramal la Rinconada, Ramal Los Colorados y Ramal C52 y así poder obtener directamente el Modelo Digital de Terreno, con una precisión de 0.5 cm, el cual es necesario para el modelamiento hidráulico.

Hidrología

En cuanto a los cálculos hidrológicos, se delimito la Quebrada Rinconada, del cual resulto 03 microcuencas (Ramal Rinconada, Ramal Los Colorados y Ramal C52) para luego calcular sus parámetros geomorfológicos, los cuales se resumen con anterioridad en el Cuadro N°1.

Luego se definió lo periodos de retorno que se usaron para el cálculo de caudales máximos, los cuales fueron periodos de retorno de 50, 100, 140, 200 años.

De acuerdo al MTC, se eligió el caudal para 140 años de periodo de retorno, para así optar por medidas de protección más seguras.

Cuadro N°118: Caudal Total de Diseño

CUENCA MICRCOCUENCA	CAUDAL DISEÑO (m3/s) - PERIODO DE RETORNO 140 AÑOS		
	$Q_{Liquido}$ (m ³ /s)	Cv	Flujo de Lodo (m3/s)
Ramal Rinconda	28.2	0.39	46.23
Ramal Colorado	25.4	0.41	43.05
Ramal C52	4.4	0.39	7.21

Fuente: Elaboración propia

Mecánica de Suelos

Con resultados del estudio de Mecánica de Suelos, se define el comportamiento reológico de los flujos.

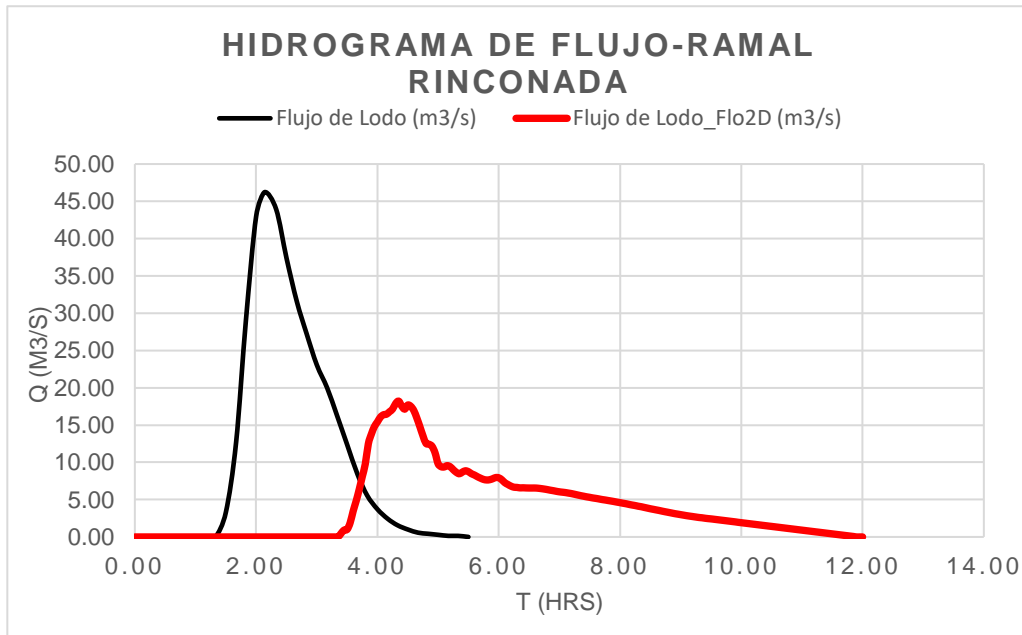
Los parámetros reológicos, se fijaron en función de la similitud encontrada en las muestras de campo y las muestras que fueron recolectadas de depósitos naturales de fluidos de lodo según O'Brien y Julien, mostradas en el Cuadro N°10, la cual determina que nuestro resultado se asemeja al tipo de muestra Glenwood sample 4 (Ramal Rinconada y Ramal Colorados y Ramal C52).

Con los cuales se determinan el cálculo de la Tensión de corte y la viscosidad. Donde α_1 , α_2 , β_1 y β_2 son coeficientes empíricos determinados en laboratorio. (O'Brien and Julien, 1988). Los cuales resumieron los resultados de investigaciones previas que se presentan en el cuadro N°35.

Modelamiento Hidráulico

Nuestras presas fueron diseñadas de tal manera que capturen el flujo detrítico, para que así disminuya el volumen de la descarga de sedimentos y aumentar el período de tiempo entre el inicio del flujo y su arribo, tal como se muestran en los siguientes hidrogramas

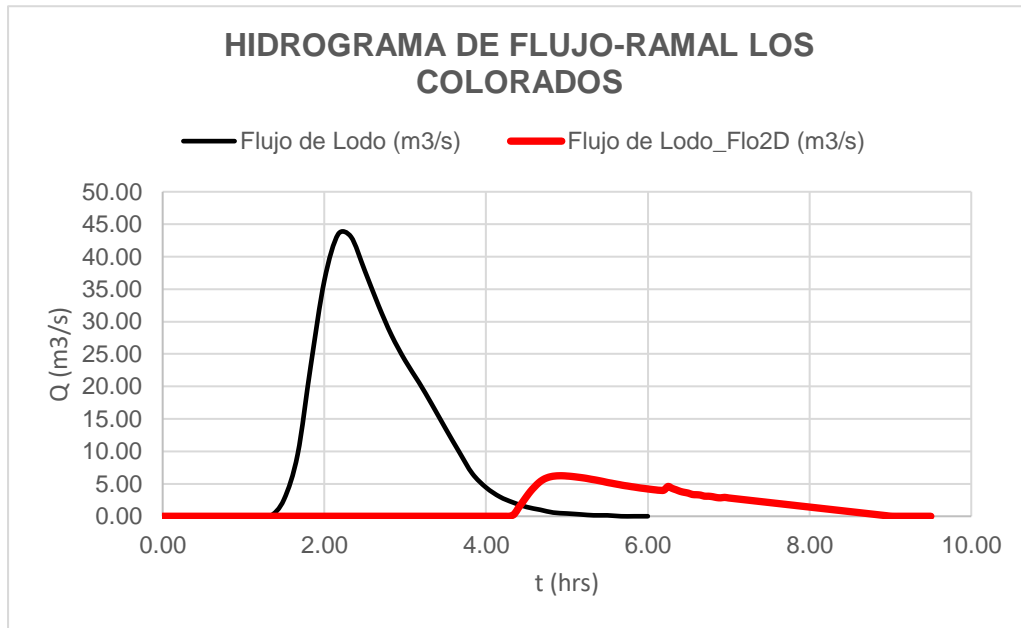
Gráfico N°52: Comparación de Hidrogramas de Entrada y Salida - Ramal Rinconada



Fuente: *Elaboración propia*

Como se puede observar el hidrograma de entrada almacena un caudal pico de 46.23 m³/s distribuidos en 6 horas, el cual baja a 18.2 m³/s distribuidos en 12 horas en el hidrograma de salida, lo cual nos indica que nuestras presas cumplen su función de laminación y así evitamos inundaciones por reducción de los caudales máximos que van a circular por la quebrada aguas abajo de la presa.

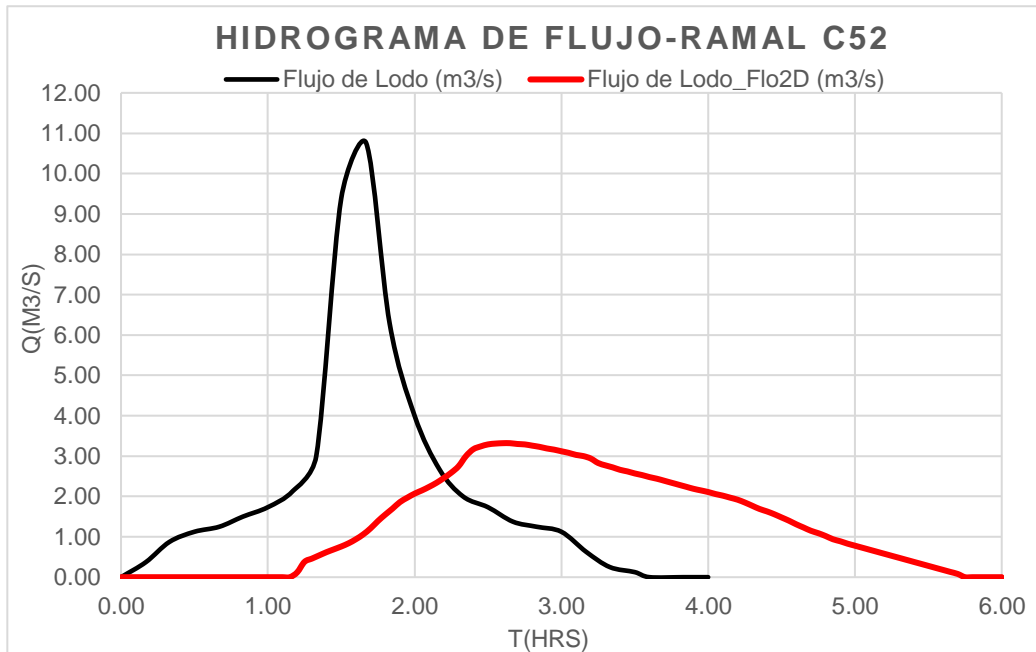
Gráfico N°53: Comparación de Hidrogramas de Entrada y Salida - Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar el hidrograma de entrada almacena un caudal pico de 43.05 m³/s distribuidos en 6 horas, el cual baja a 6.30 m³/s distribuidos en 9.5 horas en el hidrograma de salida, lo cual nos indica que nuestras presas cumplen su función de laminación y así evitamos inundaciones por reducción de los caudales máximos que van a circular por la quebrada aguas abajo de la presa.

Gráfico N°54: Comparación de Hidrogramas de Entrada y Salida - Ramal C52



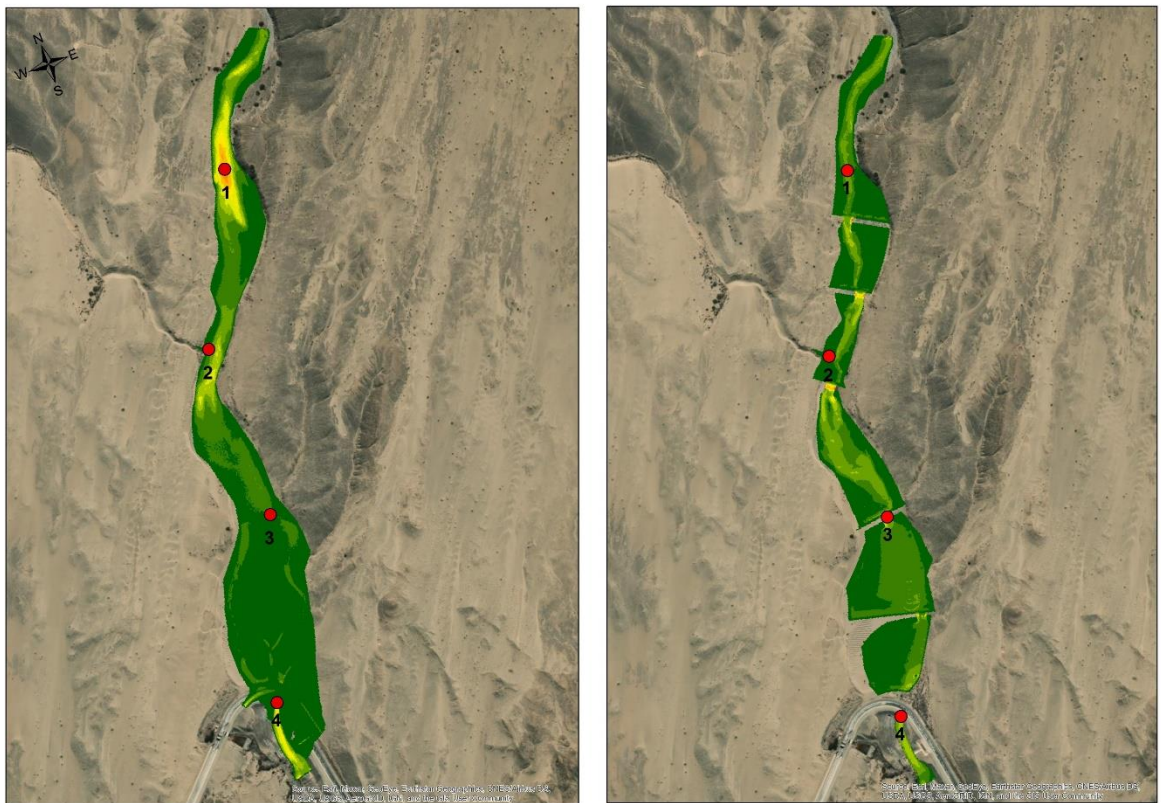
Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar el hidrograma de entrada almacena un caudal pico de 10.85 m³/s distribuidos en 4 horas, el cual baja a 3.05 m³/s distribuidos en 6 horas en el hidrograma de salida, lo cual nos indica que nuestras presas cumplen su función de laminación y así evitamos inundaciones por reducción de los caudales máximos que van a circular por la quebrada aguas abajo de la presa.

Finalmente, para analizar los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico con Software Flo-2D, procederemos a la comparación de las velocidades de los escenarios sin proyecto y con proyecto, ambos con un periodo de retorno de 140 años.

Ramal Rinconada

Figura 144: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Rinconada



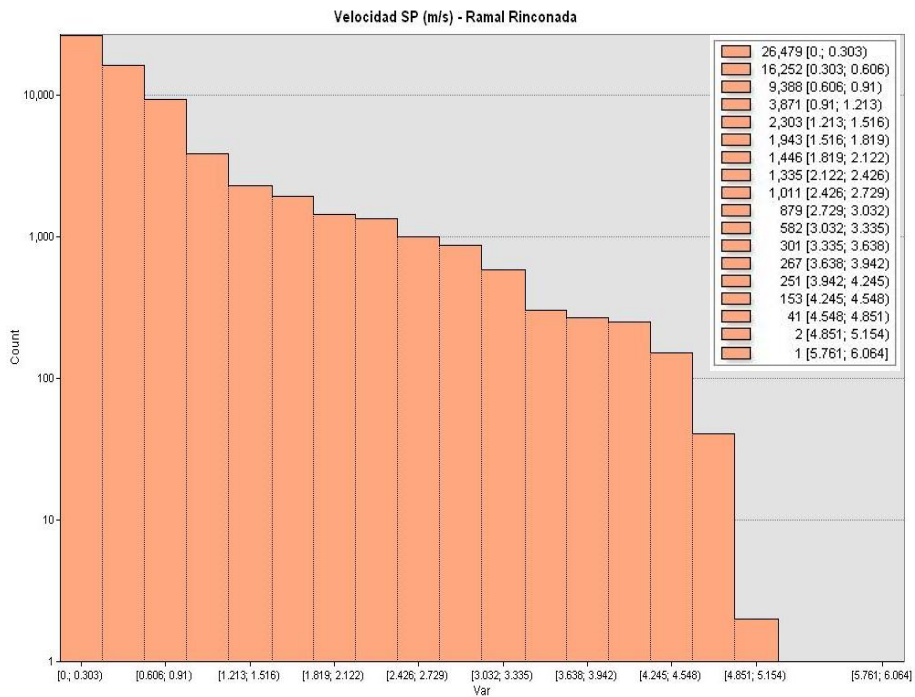
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°119: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Rinconada

RAMAL RINCONADA	Velocidades (m/s)	
	Sin Proyecto	Con Proyecto
Punto 1	4.513	1.409
Punto 2	2.574	1.505
Punto 3	1.158	0.629
Punto 4	4.039	2.821

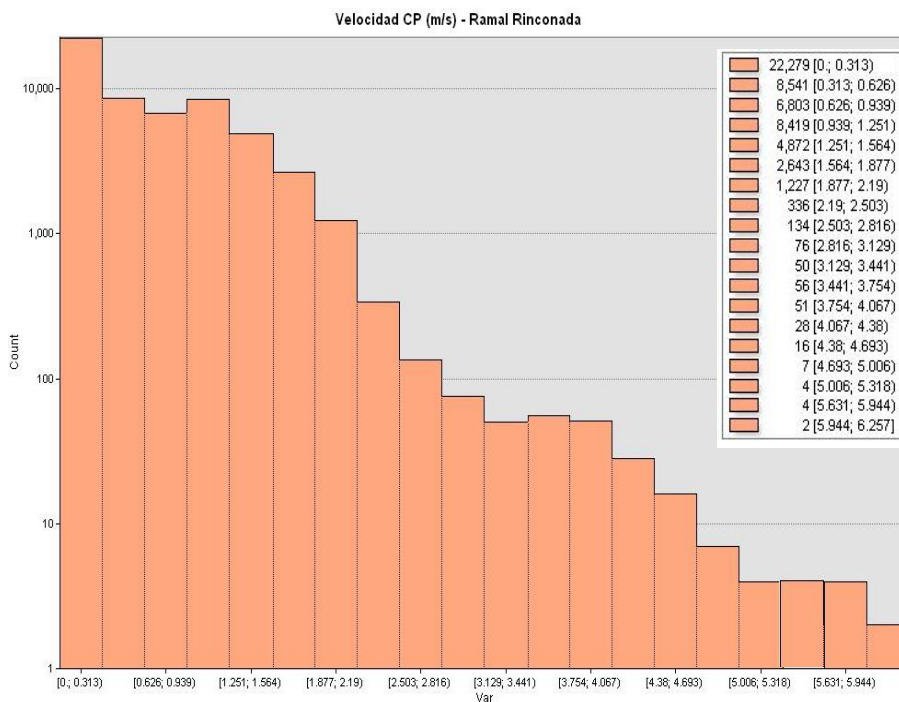
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°55: Hietograma de Velocidad Sin Proyecto – Ramal Rinconada



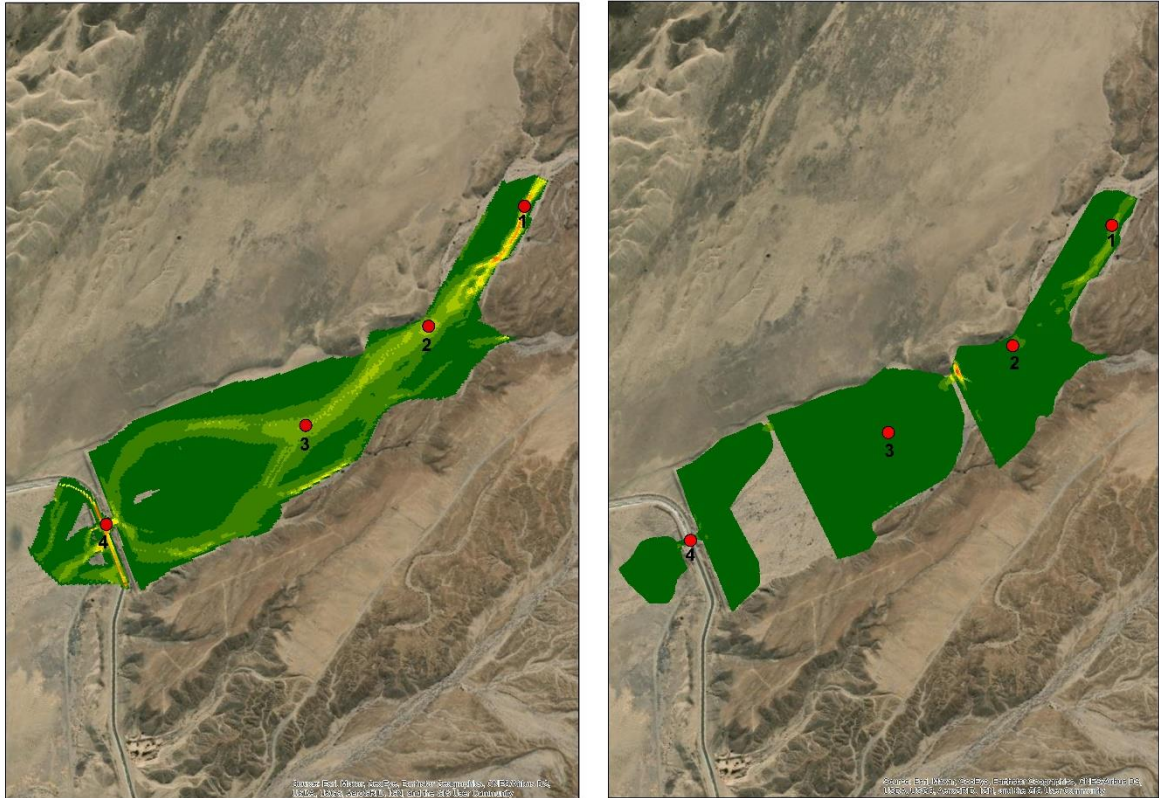
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°56: Hietograma de Velocidad Con Proyecto – Ramal Rinconada



Fuente: Elaboración propia

Figura 145: Comparación de Velocidad (m/s) Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Los Colorados



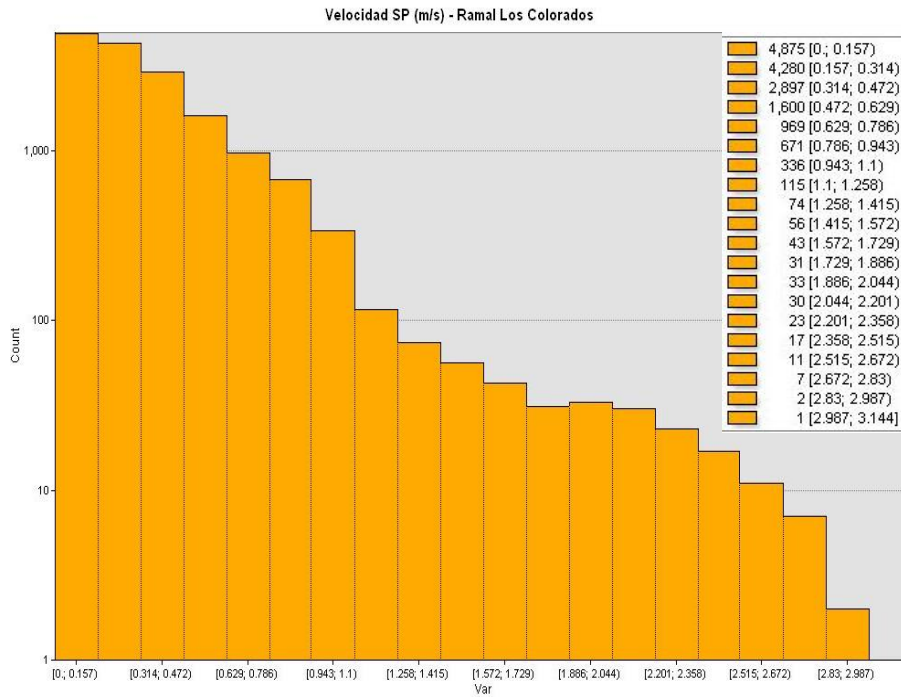
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°120: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal Los Colorados

RAMAL LOS COLORADOS	Velocidades (m/s)	
	Sin Proyecto	Con Proyecto
Punto 1	2.591	2.033
Punto 2	1.188	0.867
Punto 3	0.944	0.405
Punto 4	2.92	1.006

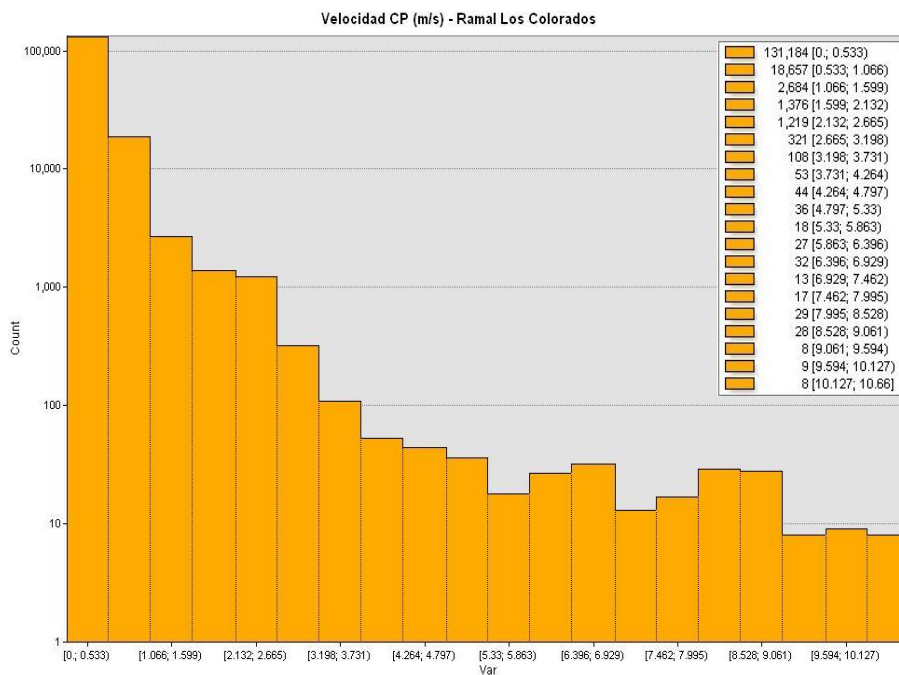
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°57: Hietograma de Velocidad Sin Proyecto – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°58:: Hietograma de Velocidad Con Proyecto – Ramal Los Colorados



Fuente: Elaboración propia

Figura 146: Comparación de Velocidad (m/s) Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal C52



Fuente: Elaboración propia

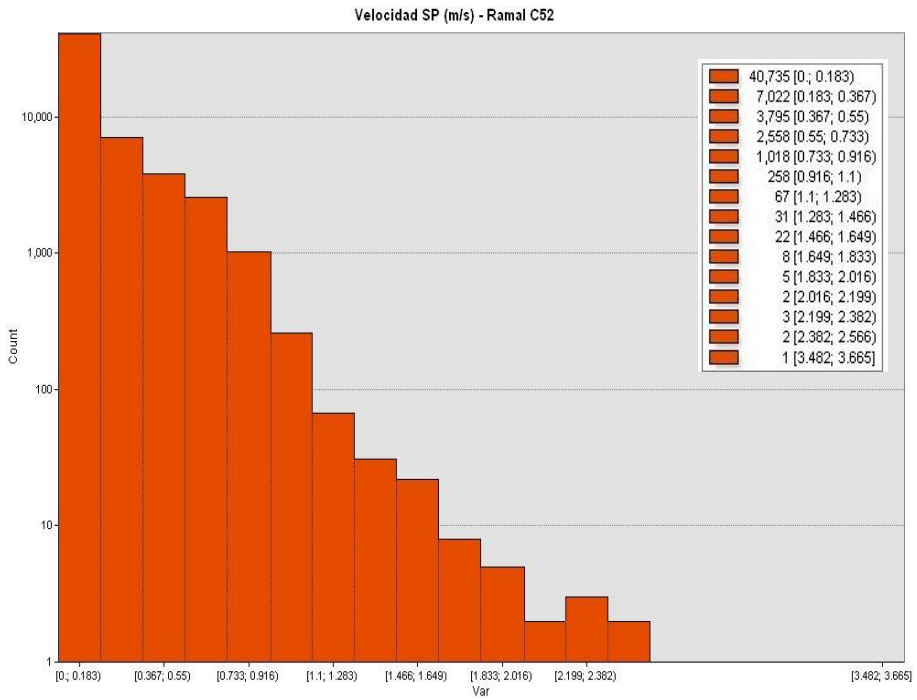
Cuadro N°121: Comparación de Velocidad Sin Proyecto vs Con Proyecto – Ramal C52

RAMAL C52	Velocidades (m/s)	
	Sin Proyecto	Con Proyecto
Punto 1	0.588	0.423
Punto 2	0.651	0.104
Punto 3	0.820	0.512
Punto 4	0.120	0.109

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°59: Hietograma de Velocidad (m/s) sin Proyecto - Ramal

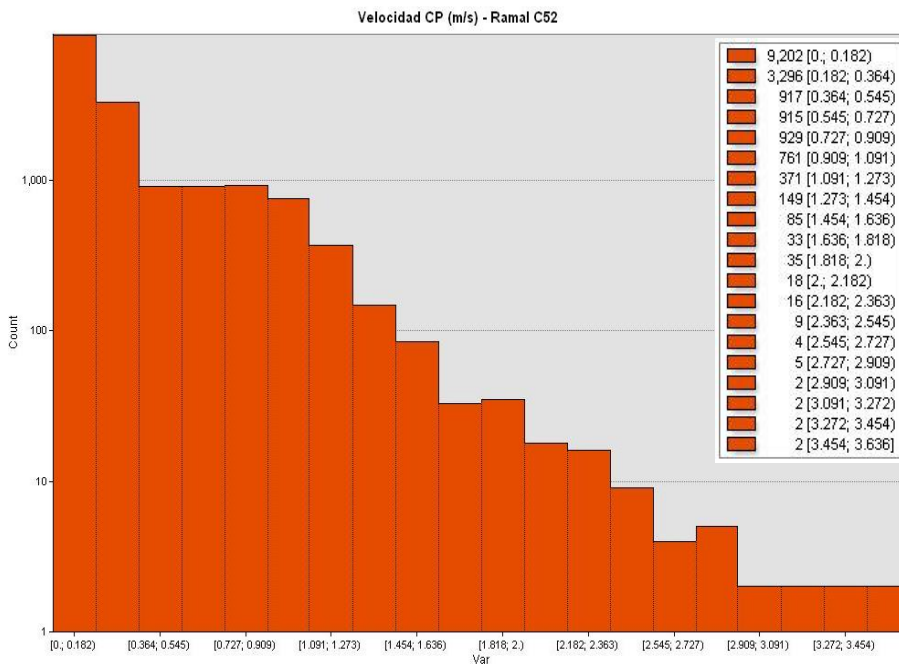
C52



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°60: Hietograma de Velocidad (m/s) con Proyecto - Ramal

C52



Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- En la Quebrada Rinconada, la estimación de los caudales máximos se realizó con el software HEC_HMS, obteniendo así los hidrogramas líquidos, bajo los periodos de retorno de 50, 100, 140 y 200 años, obteniéndose distintos valores para cada uno de los tres Ramales.
- Para la llevar a cabo un modelamiento de flujos hiperconcentrados, es imprescindible definir el hidrograma líquido, la concentración volumétrica de sedimentos (Cv) y los parámetros reológicos (viscosidad y esfuerzo de cedencia).
- En el estudio de mecánica de suelos, se realizó ensayos como análisis granulométrico, límites de consistencia, contenido de humedad y gravedad específica, de las muestras representativas depositados en el cono de deyección y el cauce. Con los resultados obtenidos de los análisis, llegamos a la conclusión de que para los tres ramales se trata de flujo de lodo o Mudflow, mayormente con arena y grava y también con presencia de material fino.
- Una vez obtenidos los parámetros de los tres Ramales de la Quebrada Rinconada, se procede a correr el modelo, especificando un tiempo de simulación, para cada uno de los 4 escenarios (Periodos de retorno de 50, 100, 140 y 200 años).
- La Calibración del modelo, se estimó mediante la comparación de los tirantes máximos obtenidos por el software y las huellas hídricas observadas en campo, las cuales al ser comparadas se encuentran entre los resultados de la simulación para eventos de 100 a 140, por lo que en base al modelo hidráulico simulado con el FLO-2D, se determina que el ultimo evento extraordinario ocurrido en marzo del 2017, corresponde a un escenario semejante a los 140 años, y según la normatividad del MTC, también nos da un periodo de retorno de 140 años, por lo que se considera este el caudal total de diseño.

- Se realizó el diseño de Diques cerrados de depositación con orificios cerrados de salida de caudal con cuenco disipador, revestimiento de cauce.
- Una vez realizado el diseño y la modelación con proyecto, es decir con las estructuras propuestas, se llegó a la conclusión que los resultados han sido los esperados, puesto que las dimensiones calculadas para nuestras presas, bajan la velocidad considerablemente, es decir cumplen con el objetivo de brindar mayor tiempo de retardo para la salida del caudal y también logran retener el volumen de sedimento estimado para cada una de ellas.
- El software Iber nos permitió ver el comportamiento de nuestras presas, que regulan el transporte de sólidos en el cono de deyección, pero sobre todo el buen funcionamiento de nuestras pozas de Disipación, el cual tiene la función de dividir el flujo con el fin de reducir la velocidad y disipar energía.
- Finalmente, podemos concluir, que el diseño de nuestras presas es eficiente y cumplen con los objetivos propuestos, principalmente el de proteger al canal madre, la cual abastece de agua potable a la ciudad de Trujillo.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda el uso del Software FLO-2D, aplicarlo en todas las quebradas que presenten flujos de lodo y, debido a los satisfactorios y óptimos resultados obtenidos, demostrándose así que es una alternativa eficaz para la modelación y simulación de flujos de detritos.
- Para investigaciones posteriores se recomienda, evaluar la parte alta de la cuenca, realizar un levantamiento topográfico para obtener más detalladas las curvas de nivel que permitan realizar un adecuado análisis y tener una mayor confiabilidad en los resultados de las simulaciones, y para el control de deslizamiento en las laderas se recomienda instalar barreras dinámicas, cuya función es la de

retener, interceptar o detener desprendimientos grandes y flujo de detritos

- Realizar mantenimientos o actividades de limpieza a las obras de control de torrentes, con el fin de extraer el material acumulado, con el fin de mantener la capacidad de embalse y laminación lo mejor posible.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICAS

Wisoyo, A. (2012). THE ANALYSIS OF SABO DAM PERFORMANCE AS A SEDIMENT CONTROL. Civil Engineering Foru, 1272.

Agustin, C. (2009). Hidrologia. Bolivia.

Andrango Almagro, C. S. (2014). Bases para el Dimensionamiento de Obras de Control de Torrentes. Quito.

Armanini, A. (1997). Recent Developments on Debris Flows.

Autoridad Nacional del Agua. (2011). Tratamiento de Cauce del Río para el control de inundaciones en la cuenca del Santa. Lima: Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales.

Campos, A. (1992). Procesos del Ciclo Hidrológico. Mexico: Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Castillo N., L. F. (Febrero de 2020). Capacitación de flujos hiperconcentrados con el modelo FLO-2D. Hidráulica de quebradas. Lima, Lima, Peru.

Castillo Navarro, L. F. (2014). APLICACION DE UN MODELO NUMERICO DE FLUJOS DE ESCOMBROS Y LODO EN UNA QUEBRADA DEL PERU (TESIS PRE GRADO). Universidad Nacional de Ingeniería - FIC, Lima.

Castillo Navarro, L. F. (2019). Modelación de Huaycos como Herramientas para la Gestión y Prevención de Desastres. Herramientas para el modelamiento de Flujos hiperconcentrados.

Castillo, N. (2006). Aplicación de un modelo numérico de flujos de escombros y lodo en una quebrada en el Perú. Lima-Perú.

Chow, V. (1994). Hidráulica de canales Abiertos. Santa Fé: McGraw Hill Interamericana S.A.

Costa, J. E. (1988). "Floods from dam failures". En Baker, V.R., Kochel, R.C. y Patton, P.C. (eds.). New York: John Wiley & Sons.

- Cousot, P. (1997). *Mudflow Rheology and Dynamics*. Rotterdam: Ediciones A.A. Balkema.
- Cousot, P., & Meunier, M. (1996). Recognition, classification, and mechanical description of debris flows. *Earth-Science Reviews*.
- Delgadillo Santander, A., & Moreno Barrios, A. (2011).
- Flo-2D . (2018). Users manual, Version 2018. Arizona, USA: Nutrioso.
- Gómez Cortes, D. A. (2012). "Medición de los esfuerzos generados por un Flujo de detritos sobre una superficie plana". Cataluña - España: Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Tesos de Master en Recursos Hidrics, Tutor: Allen Bateman, Cotutor: Franceso Bregoli.
- Gray, D., & Sotir, R. (1996). "Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization". John Wiley & Sons. P.378 .
- Hampton, M. (1972). "The Role of subaqueous debris flow in generating turbidity currents". *Journal of Sedimentary Research* .
- Hung et al. (1984). Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures. Canada : *Canadian Geotechnical Journal*.
- hung et al. (1984). Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures. Canada.
- Hungr, O., Evans, S., Bovis, & M. & Hutchinson. (2001). Review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental and Engineering Geoscience*.
- Ibañez, S. e. (2011). *Morfología de las cuencas hidrográficas*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronomica y del Medio Rural.Universidad Técnica de Valencia.
- Iverson, R. (1997). "The physics of debris flow". *Reviews of Geophysics* .
- Johnson, A. M., & Rodine, J. R. (1984). "Debris Flow" Slope Instability Edited by D. Brunsten and D. B. Prior. John Wiley & Sons Ltd.
- Kent, K. (1968). A method for estimating volume and rate of runoff ins small watershed. USDA SCS.
- Kirpich. (1940). time of concentration of small agricultural watersheds.

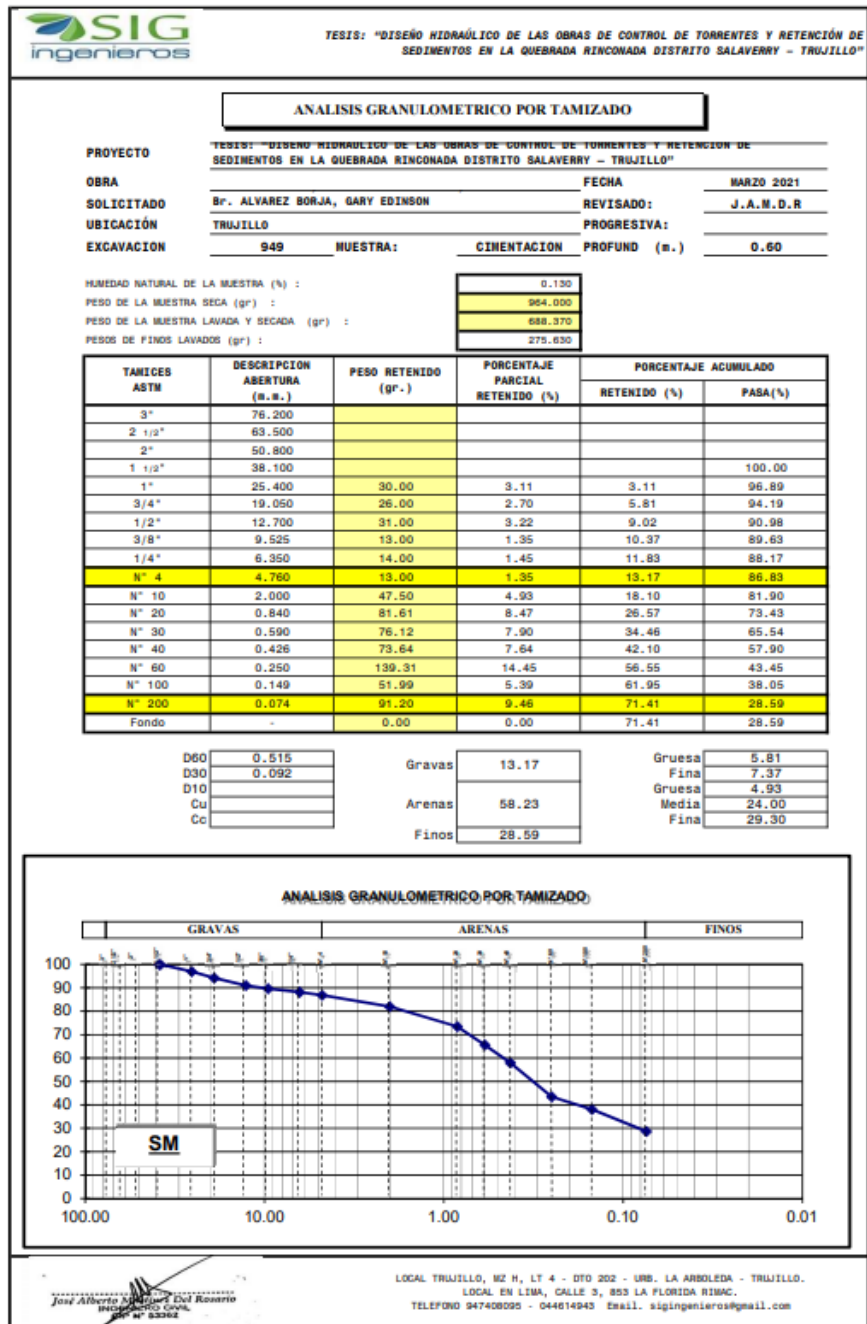
- Lopez Cardenas de Llano, F. (1988). Correccion de Torrentes y estabilizacion de cauces. Roma - Italia: Coleccion FAO: Fenomenos de tierras y aguas N°09 .
- Meunier. (1991). Elementos de Hidraulica Torrencial. Grenoble: Francia.
- Ministerio de Transportes y comunicaciones;. (2008). Manual de Hidrologia, Hidraulica y Drenaje. Lima.
- Morassuti, G. (2016). "Manual de Diseño de Estructuras de Correccion de Torrentes y Retencion de Sedimentos". Valencia, Venezuela.
- Muñiz P., A. (2012). Hidraulica de Transporte de Sedimentos. Huancayo-Perù.
- Muñoz Muñoz , A. A. (2018). Metodología para Evaluar la Amenaza de Flujos de Detritos utilizando una Análisis Jerárquico y el Software RAMMS, con aplicación en la Cuenca San Alonzo, Región Metropolitana. (Tesis para obter Título). Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- O'Brien, J. (2006). "FLO-2D user's manual". FLO Engineering, Nutrioso.
- O'Brien, J., & Julien, P. (1985). "Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediments flows.". Utah: Proc. Of the Specialty Conference an Delineation of Landslides, Flash Flood and.
- Ordoñez Galvez, J. (26 de Noviembre de 2011). ¿Que es una Cuenca Hidrologica? Lima: Sociedad Geográfica de Lima. Obtenido de http://www.gwp.org/globalassets/global/gwp-sam_files/publicaciones/varios/cuenca_hidrologica.pdf
- Pierson, T., & Costa, J. E. (1987). A rheologic classification of subaerial sediment - water flows.
- Piton, G., & Recking, A. (2016). Design of Sediment Traps with Open Check Dams. I: Hydraulic and Deposition Processes. Francia.
- Proyecto Especial, C. (2012). Proteccion de la Infraestructua Hidraulica mayor sector Quebrada Rincoanda, Distrito de Salavery. Trujillo-Peru.
- Rallison, R., & Miller, N. (1982). Past, present and future SCS runoff procedure. In Rainfall-Runoff Relationship, Water Resources P. Littleton.
- Senoo y Mizuyama. (1984).
- Soil Conservation Service , SCS;. (1972). National Engineering Handbook, Section 4. Hydrology. US Department of Agriculture.

- Suárez Díaz, J. (2001). Control de erosión en zonas tropicales (Editoria de la Universidad Industrial de Santander ed.). Bucaramanga, Colombia: Institución de investigaciones sobre erosión y deslizamientos.
- Suarez Diaz, J. (2004). Analisis Geotecnico (Deslizamientos). Colombia.
- Suarez, L. M. (1993). "Presas de corrección de torrentes y retención de sedimentos". Venezuela: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Renovables.
- Takahashi, T. (1980). "Debris flow on prismatic open channel" . Journal Hydraulic Division American Society of Civil Engineer .
- Témez. (1978). Cálculo hidrometeorológicos de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales.
- Tutoriales Ingenieria Civil. (01 de Setiembre de 2020). Obtenido de <http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/calculo-de-la-pendiente-media-del-cauce-principal-de-una-cuenca-hidrografica/>
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION. (1966). Diseño de Pequeñas Presas . Mexico D.F.: Compañía Editorial Continental S.A.
- UNESCO. (2010). "Procesos de erosión - Sedimentacion en cauces y cuencas". Montevideo, Uruguay: Documentos Técnicos del PHI-LAC N°22.
- VanDine. (1996). Debris flow control structures for forest engineering. Province of British Columbia.
- Vasquez, A., Mejia, A., Faustino, J., Teran, R., Vasquez, I., Diaz, J., & Alcantara, J. (2016). Manejo y Gestión de Cuencas Hidrograficas. Lima-Perù: UNALM.
- Velásquez Castro, K. B. (2019). Análisis de los Potenciales problemas de sedimentacion y medidas de mitigación en la Presa Palo Redondo.
- Ven , T. C. (s.f.). Hidrología Aplicada.
- Vilòn Bejar, M. (2011). Hidrologia. Lima-Perù: Villòn.
- Viramontes O., O., Escoboza, L., Pinedo, A., Rey, V., Roman, J., Perez, A., & Pinedo, C. (2007). Morfometria de la cuenca del rio San Pedro, Conchos, Chihuahua. Chihuahua: Tecnociencia.
- Vivas, M. (1999). Aplicacion del Modelo Flo-2D, para evaluar medidas de mitigacion ante la ocurrencia de huaycos. Venezuela: Venezuela.

Zambrano Orosco , C. A. (2019). ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN PARA EL FLUJO DE DETRITOS EN LA ZONA DE DESCARGA DE LA QUEBRADA QUIRIO-CHOSICA-PERÚ-2019. LIMA - PERÚ.

ANEXOS

ANEXO 1: Estudio de Mecánica de Suelos



PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"
 SOLICITADO: CALICATA: 949
 UBICACIÓN: MUESTRA: CIMENTACION

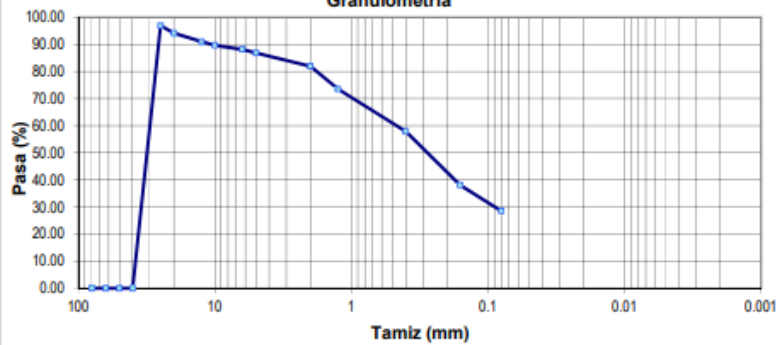
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

TAMIZ (mm)	TAMIZ (pulg)	Pasa C - 2.25	Pasante (%)	Retenido acumulado (%)	Retenido parcial (%)
		0.00	0.00	0.00	0.00
80.000	3"	0.00	0.00	0.00	0.00
63.000	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	0.00
50.000	2"	0.00	0.00	0.00	0.00
40.000	1 1/2"	100.00	0.00	0.00	0.00
25.000	1"	96.89	96.89	3.11	-96.89
20.000	3/4"	94.19	94.19	5.81	2.70
12.500	1/2"	90.98	90.98	9.02	3.22
10.000	3/8"	89.63	89.63	10.37	1.35
6.300	1/4"	88.17	88.17	11.83	1.45
5.000	Nº4	86.83	86.83	13.17	1.35
2.000	Nº10	81.90	81.90	18.10	-4.93
1.250	Nº20	73.43	73.43	26.57	8.47
0.400	Nº40	57.90	57.90	42.10	15.54
0.160	Nº100	38.05	38.05	61.95	19.84
0.080	Nº200	28.59	28.59	71.41	9.46

Limite liquido LL	0.00 %
Limite plastico LP	0.00 %
Índice plasticidad IP	0.00 %

Pasa tamiz Nº 4 (5mm):	86.83 %
Pasa tamiz Nº 200 (0,080 mm):	28.59 %
D60:	0.515 mm
D30:	0.092 mm
D10 (diametro efectivo):	mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	
Grado de curvatura (Cc):	

Granulometría



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
 Arena limosa SM

José Alberto Martínez Del Rosario
 INGENIERO CIVIL
 Nº 93362

LOCAL TRUJILLO, MZ H, LT 4 - DTO 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
 LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
 TELEFONO 947408095 - 044614943 Email. sigingenieros@gmail.com



CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM-2216

PROYECTO : TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

SOLICITANTE : Br. LÓPEZ MAZA, BRIGHITE ESTEPHANY , Br. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON

UBICACIÓN : TRUJILLO

HECHO POR : SIG INGENIEROS SAC FECHA: 1/03/2021

MUESTRAS

CALICATA	949.000		
MUESTRA N°	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	1.00		
	FRASCO No	120	
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	190.60	
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	190.37	
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.23	
4. Peso de recipiente	grs	10.07	
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	180.30	
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	0.13	

MUESTRAS

CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
	FRASCO No		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

MUESTRAS

CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
	FRASCO No		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

Observaciones:

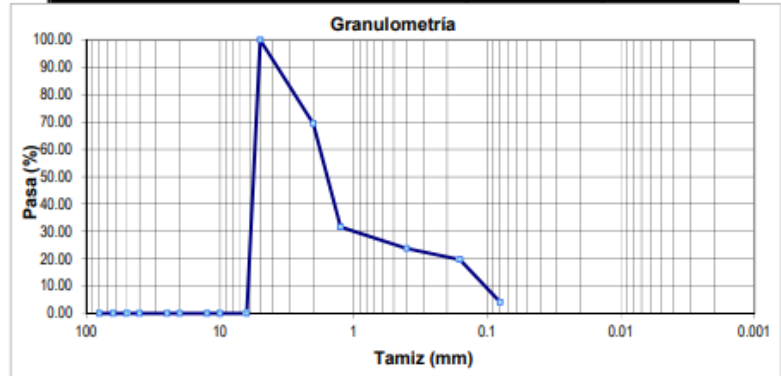
PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS"
 SOLICITADO: Bp. LÓPEZ MAZA, BRIGHTHE ESTEPHANY, CALICATA: 962
 UBICACIÓN: TRUJILLO MUESTRA CIMENTACION

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

Tamiz (mm)	Tamiz (pulg)	Pasa C - 2.25	Pasante (%)	Retenido acurruado (%)	Retenido parcial (%)
80.000	3"	0.00	0.00	0.00	0.00
63.000	2 1/2"	0.00	0.00	100.00	0.00
50.000	2"	0.00	0.00	100.00	0.00
40.000	1 1/2"	0.00	0.00	100.00	0.00
25.000	1"	0.00	0.00	100.00	0.00
20.000	3/4"	0.00	0.00	100.00	0.00
12.500	1/2"	0.00	0.00	100.00	0.00
10.000	3/8"	0.00	0.00	100.00	0.00
6.300	1/4"	0.00	0.00	100.00	0.00
5.000	Nº4	100.00	100.00	0.00	-100.00
2.000	Nº10	69.41	69.41	30.59	30.59
1.250	Nº20	31.60	31.60	68.40	37.81
0.400	Nº40	23.76	23.76	76.24	7.84
0.160	Nº100	19.67	19.67	80.33	4.09
0.080	Nº200	4.12	4.12	95.88	15.58

Límite líquido LL	0.00 %
Límite plástico LP	0.00 %
Índice plasticidad IP	0.00 %

Pasa tamiz Nº 4 (5mm):	100.00 %
Pasa tamiz Nº 200 (0,080 mm):	4.12 %
D60:	1.813 mm
D30:	1.077 mm
D10 (diámetro efectivo):	0.110 mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	16.446
Grado de curvatura (Cc):	5.796



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Suelo de partículas gruesas. Suelo limpio.
 Arena mal graduada SP

José Alberto Martínez Del Rosario
 INGENIERO CIVIL
 CIP Nº 53062

LOCAL TRUJILLO, MZ H, LT 4 - DTD 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
 LOCAL EN LIWA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
 TELEFONO 947408095 - 044614943 Email: staingenieros@gmail.com



TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM-2216

PROYECTO : TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

SOLICITANTE : Br. LÓPEZ MAZA, BRIGHTIE ESTEPHANY , Br. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON

UBICACIÓN : TRUJILLO

HECHO POR : SIG INGENIEROS SAC FECHA: 1/03/2021

MUESTRAS			
CALICATA	962.000		
MUESTRA N°	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)			
FRASCO No			
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	182.30	
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	181.64	
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.66	
4. Peso de recipiente	grs	10.07	
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	171.57	
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	0.38	

MUESTRAS			
CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
FRASCO No			
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

MUESTRAS			
CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
FRASCO No			
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

Observaciones:

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

OBRA: _____ FECHA: MARZO 2021

SOLICITADO: Sr. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON REVISADO: J.A.M.D.R

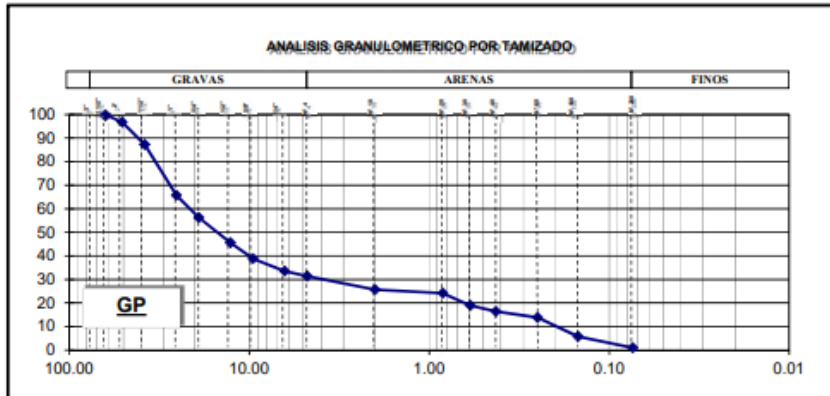
UBICACIÓN: TRUJILLO PROGRESIVA: C03-RAMAL LOS COLORADOS

EXCAVACIÓN: 975 MUESTRA: _____ CIMENTACIÓN: _____ PROFUND (m.): 1.75

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%) :	0.230
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr) :	4854.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr) :	4807.290
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr) :	46.710

TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				100.00
2"	50.800	156.00	3.21	3.21	96.79
1 1/2"	38.100	462.30	9.52	12.74	87.26
1"	25.400	1045.00	21.53	34.27	65.73
3/4"	19.050	462.30	9.52	43.79	56.21
1/2"	12.700	520.00	10.71	54.50	45.50
3/8"	9.525	325.80	6.71	61.22	38.78
1/4"	6.350	256.30	5.28	66.50	33.50
N° 4	4.750	104.00	2.14	68.64	31.36
N° 10	2.000	278.39	5.74	74.37	25.63
N° 20	0.840	73.05	1.50	75.88	24.12
N° 30	0.590	253.41	5.22	81.10	18.90
N° 40	0.426	119.32	2.46	83.56	16.44
N° 60	0.250	127.58	2.63	86.19	13.81
N° 100	0.149	391.29	8.06	94.25	5.75
N° 200	0.074	232.55	4.79	99.04	0.96
Fondo	-	0.00	0.00	99.04	0.96

D60	1.103	Gravas	68.64	Gruesa	43.79
D30	0.514			Fina	24.85
D10	0.220	Arenas	30.40	Gruesa	5.74
Cu	5.021			Media	9.18
Cc	1.090	Finos	0.96	Fina	15.48



Jose Alberto Alvarez Del Rosario
Ingeniero Civil
R.N. N° 93362

LOCAL TRUJILLO, M2 H, LT 4 - DTD 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
TELEFONO 947408095 - 044614943 Email: sigingenieros@gmail.com

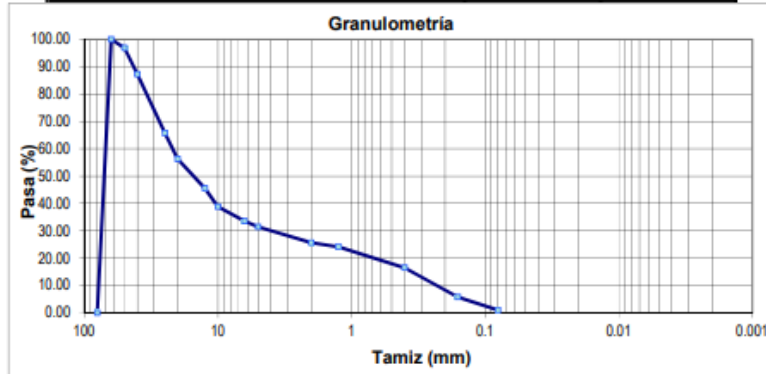
PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS"
 SOLICITADO: Bp. LÓPEZ MAZA, BRIGHITE ESTEPHANY, CALICATA: 975
 UBICACIÓN: TRUJILLO MUESTRA CIMENTACION

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

Tamiz (mm)	Tamiz (pulg)	Pasa C - 2.25	Pasante (%)	Retenido acumulado (%)	Retenido parcial (%)
80.000	3"	0.00	0.00	0.00	0.00
63.000	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	-100.00
50.000	2"	96.79	96.79	3.21	3.21
40.000	1 1/2"	87.26	87.26	12.74	9.52
25.000	1"	65.73	65.73	34.27	21.53
20.000	3/4"	56.21	56.21	43.79	9.52
12.500	1/2"	45.50	45.50	54.50	10.71
10.000	3/8"	38.78	38.78	61.22	6.71
6.300	1/4"	33.50	33.50	66.50	5.28
5.000	Nº4	31.36	31.36	68.64	2.74
2.000	Nº10	25.63	25.63	74.37	5.74
1.250	Nº20	24.12	24.12	75.88	1.50
0.400	Nº40	16.44	16.44	83.56	7.68
0.150	Nº100	5.75	5.75	94.25	10.69
0.080	Nº200	0.96	0.96	99.04	4.79

Limite liquido LL	0.00	%
Limite plastico LP	0.00	%
Índice plasticidad IP	0.00	%

Pasa tamiz Nº 4 (5mm):	31.36	%
Pasa tamiz Nº 200 (0,080 mm):	0.96	%
D60:	21.990	mm
D30:	4.288	mm
D10 (diametro efectivo):	0.255	mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	85.118	
Grado de curvatura (Cc):	3.274	



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Suelo de partículas gruesas. Suelo limpio.
 Grava mal graduada con arena GP

José Alberto Martínez Del Rosario
 INGENIERO CIVIL
 RNE Nº 63062

LOCAL TRUJILLO, MZ H, LT 4 - DTD 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
 LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
 TELEFONO 947408095 - 044614943 Email: staingenieros@gmail.com



TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM-2216

PROYECTO : TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

SOLICITANTE : Br. LÓPEZ MAZA, BRIGHITE ESTEPHANY , Br. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON

UBICACIÓN : TRUJILLO

HECHO POR : SIG INGENIEROS SAC FECHA: 1/03/2021

MUESTRAS			
CALICATA		975.000	
MUESTRA N°		M - 1	
PROFUNDIDAD (m)		1.00	
FRASCO No			
12			
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	180.80	
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	180.40	
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.40	
4. Peso de recipiente	grs	10.07	
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	170.33	
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	0.23	

MUESTRAS			
CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
FRASCO No			
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

MUESTRAS			
CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
FRASCO No			
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

Observaciones:



**PESO ESPECIFICO Y PORCENTAJE DE ABSORCION DEL
AGREGADO GRUESO**

ASTM C - 127 NTP 400.021 MTC E - 206

Br. LÓPEZ MAZA, BRIGHITE ESTEPHANY , Br. ALVAREZ BORJA, GARY
EDINSON

SOLICITADO

PROYECTO TESIS: "DISEÑO HIDRAÚLICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y
RETENCIÓN DE
SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY –
TRUJILLO"

UBICACIÓN TRUJILLO

FECHA Mar-21

Calicata 975
Muestra M1

SE EMPLEO LA CANASTILLA			
Muestra de ensayo que pasa el Tamiz N°- 1 1/2" (38.100 mm)	IDENTIFICACION		PROMEDIO
	1	2	
Temperatura del Ensayo	TC		20
A Peso Mat.Sat. Sup. Seca (En Aire) (gr)	1260		
B Peso Mat.Sat. Sup. Seca (En Agua) (gr)	810		
C Vol. de masa + vol de vacios = A-B (gr)	450		
D Peso material seco en estufa (105 °C)(gr)	1252		
E Vol. de masa = C- (A - D) (gr)	442		
Pe bulk (Base seca) = D/C	2.782		2.782
Pe bulk (Base saturada) = A/C	2.800		2.800
Pe Aparento (Base Seca) = D/E	2.833		2.833
% de absorción = ((A - D) / D * 100)	0.639		0.639

Observaciones Se empleo la Cesta metálica (Canastilla con malla N°-8)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO

OBRA: Bf. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON FECHA: MARZO 2021

SOLICITADO: REVISADO: J.A.N.D.R

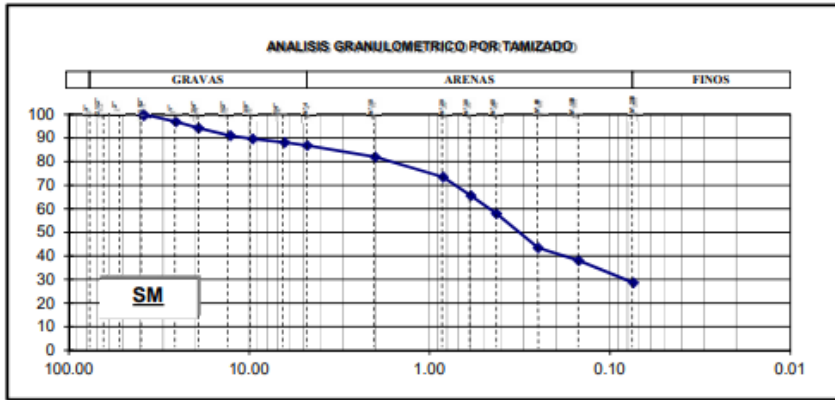
UBICACIÓN: TRUJILLO PROGRESIVA: RAMAL LOS COLORADOS

EXCAVACION: 976 MUESTRA: CIMENTACION PROFUND (m.) :

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%) :	0.510
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr) :	264.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr) :	688.370
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr) :	275.630

TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (M.M.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				100.00
1"	25.400	30.00	3.11	3.11	96.89
3/4"	19.050	26.00	2.70	5.81	94.19
1/2"	12.700	31.00	3.22	9.02	90.98
3/8"	9.525	13.00	1.35	10.37	89.63
1/4"	6.350	14.00	1.45	11.83	88.17
N° 4	4.760	13.00	1.35	13.17	86.83
N° 10	2.000	47.50	4.93	18.10	81.90
N° 20	0.840	81.61	8.47	26.57	73.43
N° 30	0.590	76.12	7.90	34.46	65.54
N° 40	0.425	73.64	7.64	42.10	57.90
N° 60	0.250	139.31	14.45	56.55	43.45
N° 100	0.149	51.99	5.39	61.95	38.05
N° 200	0.074	91.20	9.46	71.41	28.59
Fondo	-	0.00	0.00	71.41	28.59

D60	0.515	Gravas	13.17	Gruesa	5.81
D30	0.092	Arenas	58.23	Fina	7.37
D10		Finos	28.59	Gruesa	4.93
Cu				Media	24.00
Cc				Fina	29.30



Ing. José Alberto Salazar Díaz Rosero
INGENIERO CIVIL
RFP N° 63366

LOCAL TRUJILLO, MZ H, LT 4 - DTO 202 - URB. LA ANBOLEDA - TRUJILLO.
LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
TELÉFONO 947408095 - 044614943 Email: sigingenieros@gmail.com

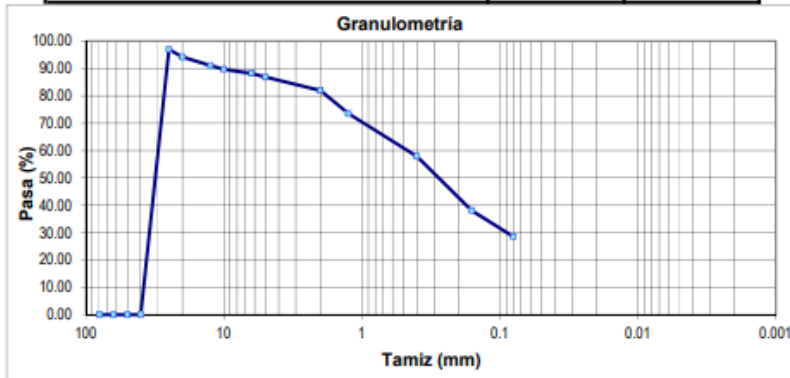
PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"
 SOLICITADO: GHITE ESTEPHANY, Sr. ALVAREZ CALICATA: 976
 UBICACIÓN: TRUJILLO MUESTRA: CIMENTACION

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

Tamiz (mm)	Tamiz (pulg)	Pasa C - 2.25	Pasante (%)	Retenido acurujado (%)	Retenido parcial (%)
80.000	3"	0.00	0.00	0.00	0.00
63.000	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	0.00
50.000	2"	0.00	0.00	0.00	0.00
40.000	1 1/2"	100.00	0.00	0.00	0.00
25.000	1"	96.89	96.89	3.11	-96.89
20.000	3/4"	94.19	94.19	5.81	2.70
12.500	1/2"	90.98	90.98	9.02	3.22
10.000	3/8"	89.63	89.63	10.37	1.35
6.300	1/4"	88.17	88.17	11.83	1.45
5.000	Nº4	86.83	86.83	13.17	1.35
2.000	Nº10	81.90	81.90	18.10	4.93
1.250	Nº20	73.43	73.43	26.57	8.47
0.400	Nº40	57.90	57.90	42.10	15.54
0.160	Nº100	38.05	38.05	61.95	19.84
0.080	Nº200	28.59	28.59	71.41	9.46

Limite liquido LL	0.00	%
Limite plastico LP	0.00	%
Indice plasticidad IP	0.00	%

Pasa tamiz Nº 4 (5mm):	86.83	%
Pasa tamiz Nº 200 (0,080 mm):	28.59	%
D60:	0.515	mm
D30:	0.092	mm
D10 (diametro efectivo):		mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):		
Grado de curvatura (Cc):		



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
 Arena limosa SM


 José Alberto Martínez Del Rosario
 INGENIERO CIVIL
 Nº 93362

LOCAL TRUJILLO, MZ H, LT 4 - DTO 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
 LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
 TELEFONO 947408095 - 044614943 Email: sigingenieros@gmail.com

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM-2216

PROYECTO : TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

SOLICITANTE : Br. LÓPEZ MAZA, BRIGHTE ESTEPHANY , Br. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON

UBICACIÓN : TRUJILLO

HECHO POR : SIG INGENIEROS SAC FECHA: 1/03/2021

MUESTRAS			
CALICATA	976.000		
MUESTRA N°	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	1.00		
	FRASCO No	33	
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	180.06	
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	179.20	
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.86	
4. Peso de recipiente	grs	10.07	
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	169.13	
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	0.51	

MUESTRAS			
CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
	FRASCO No		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

MUESTRAS			
CALICATA			
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
	FRASCO No		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs		
4. Peso de recipiente	grs		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %		

Observaciones:

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"
OBRA: Sr. LOPEZ MAZA, BRIGITE ESTEPRANY , **FECHA:** MARZO 2021
 Sr. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON
SOLICITADO: **REVISADO:** J.A.H.D.R.
UBICACIÓN: TRUJILLO **PROGRESIVA:** COS- RAMAL C52
EXCAVACION: 951 **MUESTRA:** CIMENTACION **PROFUND (m.):** 1.75

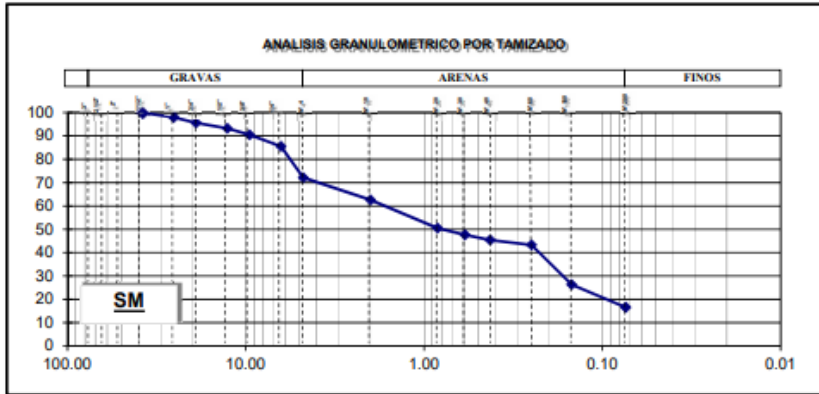
HUEGADAD NATURAL DE LA MUESTRA (%): 0.230
 PESO DE LA MUESTRA SECA (gr): 3149.000
 PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr): 2627.900
 PESOS DE FINOS LAVADOS (gr): 521.100

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	PASA(%)
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				100.00
1"	25.400	64.00	2.03	2.03	97.97
3/4"	19.050	74.00	2.35	4.38	95.62
1/2"	12.700	76.00	2.41	6.80	93.20
3/8"	9.525	86.00	2.73	9.53	90.47
1/4"	6.350	155.30	4.93	14.46	85.54
N° 4	4.760	420.50	13.35	27.81	72.19
N° 10	2.000	302.30	9.60	37.41	62.59
N° 20	0.840	380.60	12.09	49.50	50.50
N° 30	0.590	90.00	2.86	52.36	47.64
N° 40	0.425	70.00	2.22	54.58	45.42
N° 60	0.250	66.80	2.12	56.70	43.30
N° 100	0.149	534.20	16.96	73.66	26.34
N° 200	0.074	308.20	9.79	83.45	16.55
Fondo	-	0.00	0.00	83.45	16.55

D60	1.103
D30	0.514
D10	0.220
Cu	5.021
Cc	1.090

Gravas	27.81
Arenas	55.64
Finos	16.55

Gruesa	4.38
Fina	23.43
Gruesa	9.60
Media	17.17
Fina	28.87



José Alberto Rodríguez Del Rosario
 Ingeiero Civil
 R.N. N° 53362

LOCAL TRUJILLO, ME H, LT 4 - DTO 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
 LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RINAC.
 TELEFONO 947408095 - 044614943 Email: sigingenieros@gmail.com

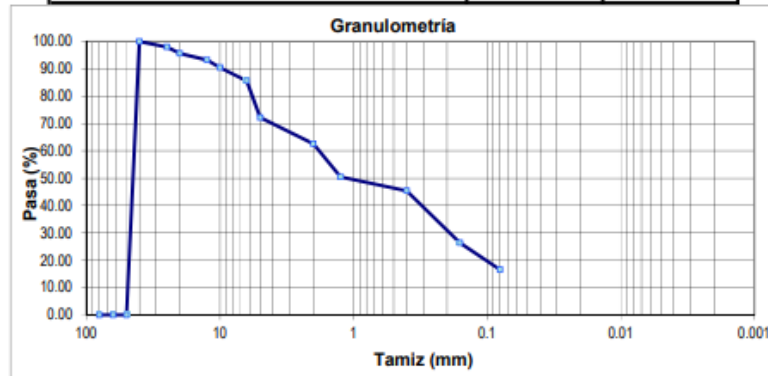
PROYECTO: TESIS: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS"
 SOLICITADO: Bp. LÓPEZ MAZA, BRIGHITE ESTEPHANY, CALICATA: 951
 UBICACIÓN: TRUJILLO MUESTRA CIMENTACION

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

Tamiz (mm)	Tamiz (pulg)	Pasa C - 2.25 (%)	Pasante (%)	Retenido acumulado (%)	Retenido parcial (%)
80.000	3"	0.00	0.00	0.00	0.00
63.000	2 1/2"	0.00	0.00	100.00	0.00
50.000	2"	0.00	0.00	100.00	0.00
40.000	1 1/2"	100.00	100.00	0.00	-100.00
25.000	1"	97.97	97.97	2.03	2.03
20.000	3/4"	95.62	95.62	4.38	2.35
12.500	1/2"	93.20	93.20	6.80	2.41
10.000	3/8"	90.47	90.47	9.53	2.73
6.300	1/4"	85.54	85.54	14.46	4.93
5.000	Nº4	72.19	72.19	27.81	13.35
2.000	Nº10	62.59	62.59	37.41	9.60
1.250	Nº20	50.50	50.50	49.50	12.09
0.400	Nº40	45.42	45.42	54.58	5.08
0.160	Nº100	26.34	26.34	73.66	19.09
0.080	Nº200	16.55	16.55	83.45	9.79

Limite liquido LL	0.00 %
Limite plastico LP	0.00 %
Índice plasticidad IP	0.00 %

Pasa tamiz Nº 4 (5mm):	72.19 %
Pasa tamiz Nº 200 (0,080 mm):	16.55 %
D60:	1.839 mm
D30:	0.206 mm
D10 (diámetro efectivo):	mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	
Grado de curvatura (Cc):	



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
 Arena limosa SM


 José Alberto Martínez Del Rosario
 INGENIERO CIVIL
 RNE Nº 53062

LOCAL TRUJILLO, MZ H, LT 4 - DTD 202 - URB. LA ARBOLEDA - TRUJILLO.
 LOCAL EN LIMA, CALLE 3, 853 LA FLORIDA RIMAC.
 TELEFONO 947408095 - 044614943 Email: staingenieros@gmail.com



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : TESIS: "DISEÑO HIDRAÚLICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVE TRUJILLO"
 SOLICITADO : Br. LÓPEZ MAZA, BRIGHITE ESTEPHANY , Br. ALVAREZ BORJA, GARY EDINSON
 UBICACIÓN : TRUJILLO FECHA: Mar-21

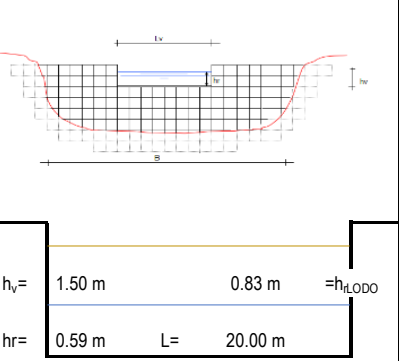
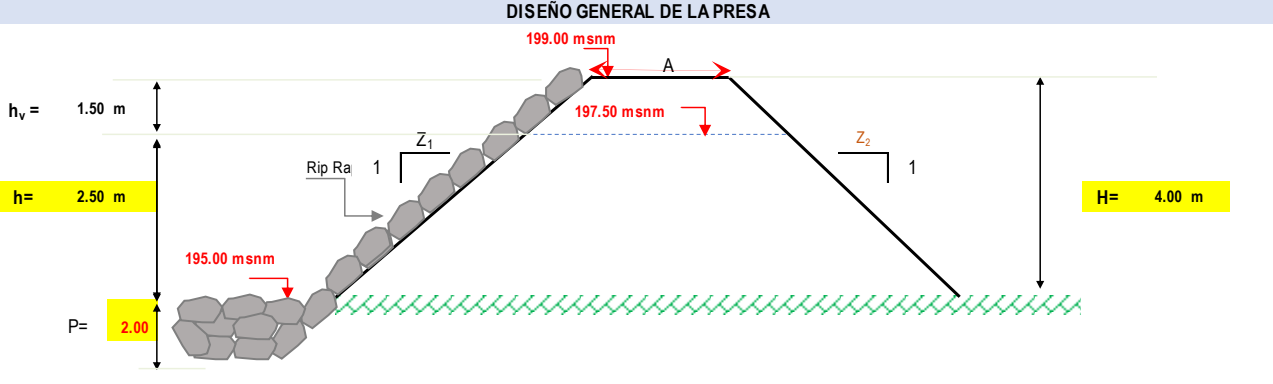
DENSIDAD DE CAMPO - CONO DE ARENA

CALICATA		951						
SUCS		SM						
MUESTRA		M1						
PROFUNDIDAD (m.)								
1. Peso del frasco + arena	grs	7500.00						
2. Peso del frasco + arena que queda	grs	4595.00						
3. Peso de arena empleada	(1) - (2) grs	2905.00						
4. Peso de arena en el cono	grs	1497.00						
5. Peso de arena en excavación	(3) - (4) grs	1408.00						
6. Densidad de la arena	gr/cc	1.35						
7. Volumen de material extraído	(5)/(6) cc	1042.96						
8. Peso de la muestra	grs	2040.00						
9. Densidad húmeda	(8)/(7) grs/cc	1.96						
10. Humedad	%	0.82						
11. Densidad seca	(9)/(1+(10/100)) grs/cc	1.94						

CONTENIDO DE HUMEDAD

TARA N°		15						
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	112.42						
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	111.61						
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.81						
4. Peso de recipiente	grs	13.00						
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	98.61						
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	0.82						

ANEXO 2: Cálculo Hidráulicos

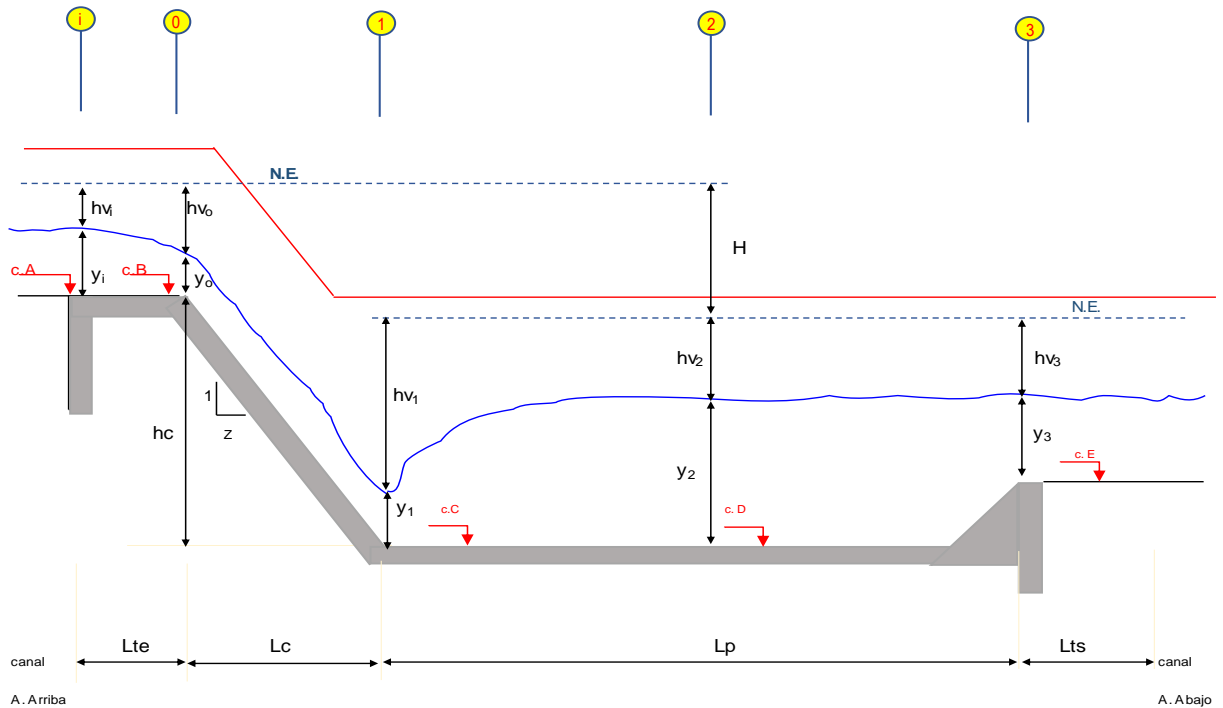
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 01)		
Tesis:	"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"	
CALCULO DE VERTEDERO		
 <p> $h_v = 1.50 \text{ m}$ $0.83 \text{ m} = h_{r, \text{LODO}}$ $h_r = 0.59 \text{ m}$ $L = 20.00 \text{ m}$ </p>	<p>Capacidad del Vertedero :</p> <p> $h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$ $h_r = \text{Altura de Agua sobre Remplazando datos :}$ $h_{r, \text{LODO}} = 0.83 \text{ m}$ $h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$ $y_c = h_r = 0.83 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.25 \text{ m}$ </p>	
	<p> $Q_{\text{Líquido}} = 28.20 \text{ m}^3/\text{s}$ Gasto Diseño $Q_{\text{Lodos}} = 47.00 \text{ m}^3/\text{s}$ Gasto Diseño Lodos $g = 9.81$ Aceleración de la gravedad (m/s^2) $L =$ Longitud del Vertedero en m $L = L_v = 20.00 \text{ m}$ $h_r = 0.59 \text{ m}$ (Altura de agua sobre el vertedero de sección rectangular con Gasto de Lodos y Piedras). $h_{r, \text{LODO}} = 0.83 \text{ m}$ $h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$ $y_c = h_r = 0.83 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.25 \text{ m}$ $\rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$ </p>	
DISEÑO GENERAL DE LA PRESA		
 <p> $h_v = 1.50 \text{ m}$ $h = 2.50 \text{ m}$ $P = 2.00$ $H = 4.00 \text{ m}$ Elevations: 199.00 msnm, 197.50 msnm, 195.00 msnm Slopes: Z_1 and Z_2 with 1:1 ratio Crest width: A Rip Ra 1 </p>		
Tipo de Presa :	Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos	
Ancho Corona (A)		
El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 2.69 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.00 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.10 \text{ m}$
Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona		Por lo tanto $A = 3.00 \text{ m}$
Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)	
< 12	3	
12 a 45	4.5	
> 45	6	
- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m - Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.		
Taludes		
De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :		
Talud aguas arriba (Z_1)		Talud aguas abajo (Z_2)
1.5 H : 1 V		2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 01)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba	Características del Canal Aguas Abajo
$Q = 47.00$ $b_1 = 20.00$ $S_1 = 0.0010$ $n = 0.014$ $z_1 = 0.0$	$Q = 47.00$ $b_3 = 20.00$ $S_3 = 0.0186$ $n = 0.025$ $z_3 = 0.0$
$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$	$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$
$20.81 = [A^5 / P^2]^{1/3}$	$8.620 = [A^5 / P^2]^{1/3}$
Por Tanteo: Asumiendo $y = 1.1$	Por Tanteo: Asumiendo $y_3 = 0.618$
$20.81 = 20.81$	$8.62 = 8.62$
CALCULOS CORRECTOS	CALCULOS CORRECTOS
$y_1 = 1.07$ $v_1 = 2.2$ $h_{v1} = 0.3$ $F_1 = 0.7$ $b.l. = 0.4$	$y_3 = 0.62$ $v_3 = 3.8$ $h_{v3} = 0.7$ $F_3 = 1.5$ $b.l. = 0.2$
$H_i = 1.4 \rightarrow H_i = 1.50$	$H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.20$
c. A : 197.500 ms.n.m	c. B : 197.503 ms.n.m
c. E : 195.000 ms.n.m	c. C = c. D = 194.200 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)	Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)
$B \text{ (m)} = [18.78 \cdot (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$ $B = 2.3$ Asumimos : $B = 20.00 \text{ m}$	$Lte \text{ (m)} : [((b_1 / 2) + z_1 \cdot H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$ $Lte = 0.00$ Asumimos : $Lte = 0.00$
Ancho de Poza de Disipación (m) : $B = 20.00$	$Lts \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 \cdot H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$ $Lts = 0.00$ Asumimos : $Lts = 0.00$

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L \rightarrow st = 0.00000$ El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)		
Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.35$	$yc \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow yc = 0.8$	$B = 20.00$
$vc \text{ (m/s)} : Q / (yc \cdot B) \rightarrow vc = 2.8$	$h_{vc} \text{ (m)} : vc^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{vc} = 0.4$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 01)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 2.50$$

Secciones 0 - (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = \frac{[Q^2 / (B \cdot y_1^2)]}{2 \cdot g}$$

$$h_{v1} = 0.3 / y_1^2$$

$$3.814 = y_1 + 0.3 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.282$$

$$E.1 = 3.814 \sim 3.814 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 8.3$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v1} = 3.54$$

$$F = 5$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v2} = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$2.240 = y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 1.98$$

$$E.2 = 2.240 \sim 2.240 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 1.2$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v2} = 0.1$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \quad \rightarrow \quad 3.574 > 1.98 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 0.689 \rightarrow \text{Asumimos : } h' = 0.80$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 194$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$196.247 \leq 196.358 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 5.01 > 4.50$ y $v_1 = 8.3 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2 \text{ (m)} \longrightarrow y_2 = 2.02$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l \text{ (m)} : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp \text{ (m)} = y_2 + b.l$$

$$hp = 3.06$$

Asumimos : $hp = 2.60$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti \text{ (m)} = hc * Z$$

$$Lti = 5$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_o \longrightarrow \tan \emptyset_o = st \rightarrow st = \tan \emptyset_o = 0.00 \rightarrow \emptyset_o = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_o < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $\cos \emptyset_o = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1 / Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_o < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (r \rightarrow LT (m) : $(\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_o) * 2 * hvo * \cos^2 \emptyset_o = 0.5$

Asumimos LT = 0.60

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y \text{ (m)} = X * \tan \emptyset_o + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_o)]$$

Tabulación :

En la práctica para caudales pequeños $Q < 1.0$ m³/s, se traza una

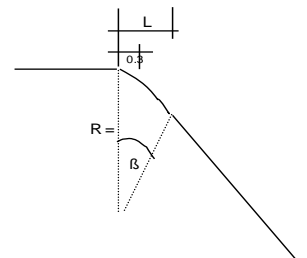
curva circular obteniendo el boleo de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_o^2 / (K * g * \cos \emptyset_o)$$

$$R = 0.978$$

X	Y
LT = 0.00	0.00
0.10	0.01
0.20	0.02
0.30	0.05
0.40	0.08
0.60	0.19
LT = 0.56	0.16



Dada una distancia horizontal X = 0.30 m. medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 34.1066^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

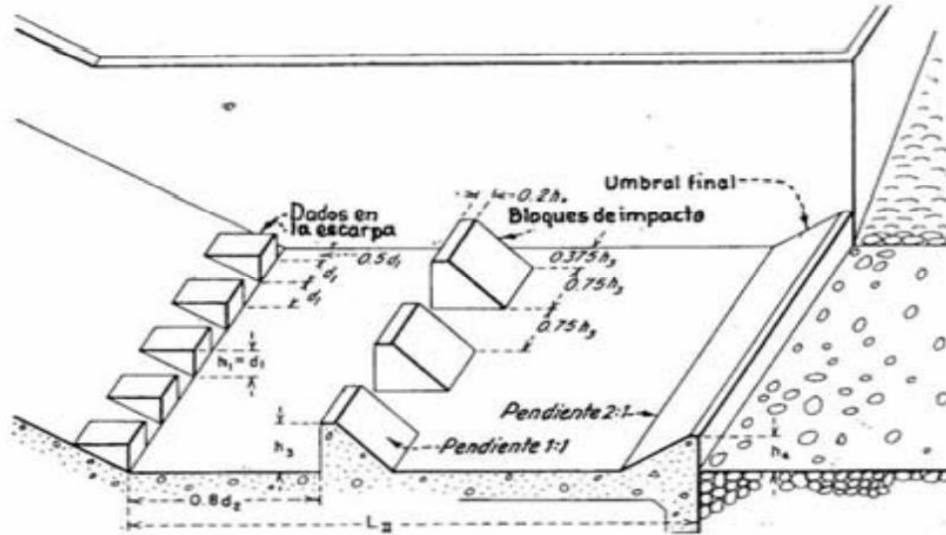
Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * L = 0.56$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 01)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

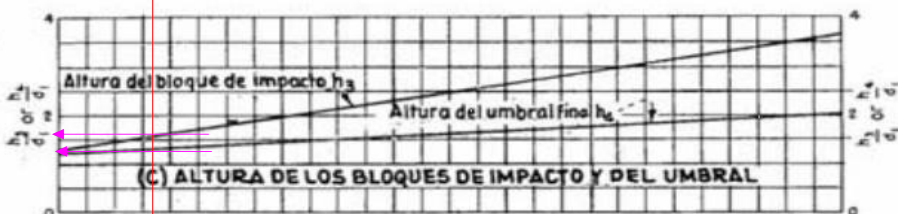
Como el N° de Froude es = 5.01, valor mayor que 4.5, y velocidad = 8.3, menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



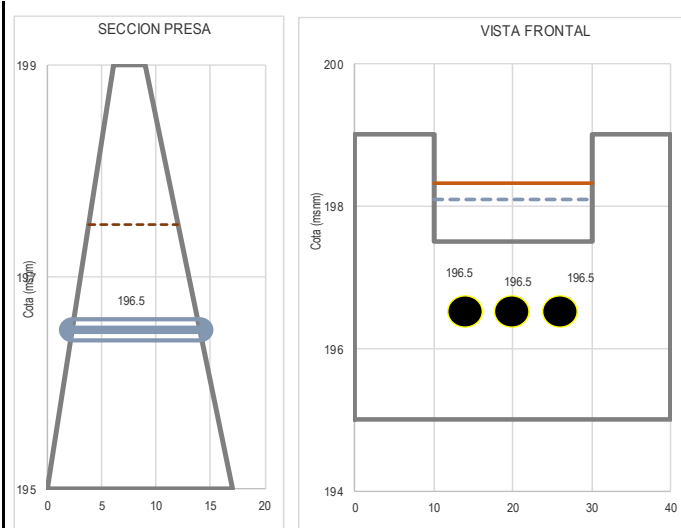
(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 01)

Tesis :

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE MECHINALES



Dimensiones de Verterero		
L (m)	Altura Vertedero (m)	Cota Vertedero (msnm)
20.00 m	1.50 m	197.50

Recomendaciones :

Tipo de Ubicación Tres Boillos

Distancia entre orificios > 15 DN → 12.00 m

Separación entre Hileras > 7.5 DN → 6.00 m

Siendo → h = 2.50 m

Numero de Hileras → 0.42 m Minimo → 1.00 m

Primera Hilera → N° Tubos = 3

Cota 196.5

Caudal que pasa por cada Orificio

$Q = C_d * A_o \sqrt{2gh}$

Donde :

Q : Caudal , [m³/s]

Cd = Cc x Cv : coeficiente de descarga.

Ao : area del orificio , [m²]

h : carga sobre el orificio (altura de la superficie del agua hasta el centro del orificio); [m]

Orificio de pared delgada Cd = 0.60

Orificio con salida de tubo Cd = 0.82

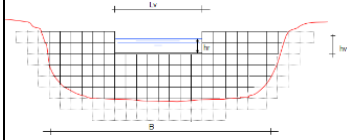
Orificio de pared abocinada Cd = 0.97

Datos :			QParcial	N° Orificios	Caudal Total
h =	1.0 m				
Cd =	0.82				
→ Orificio con salida de tubo					
A _o =	0.5 m				
Diametro Tuberia					
DN mm	DN Equiv.	Area (m ²)			
800	32	0.503			

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

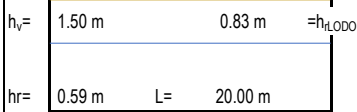
CALCULO DE VERTEDERO



$$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

h_r = Altura de Agua sobre Vertedero

Remplazando datos :

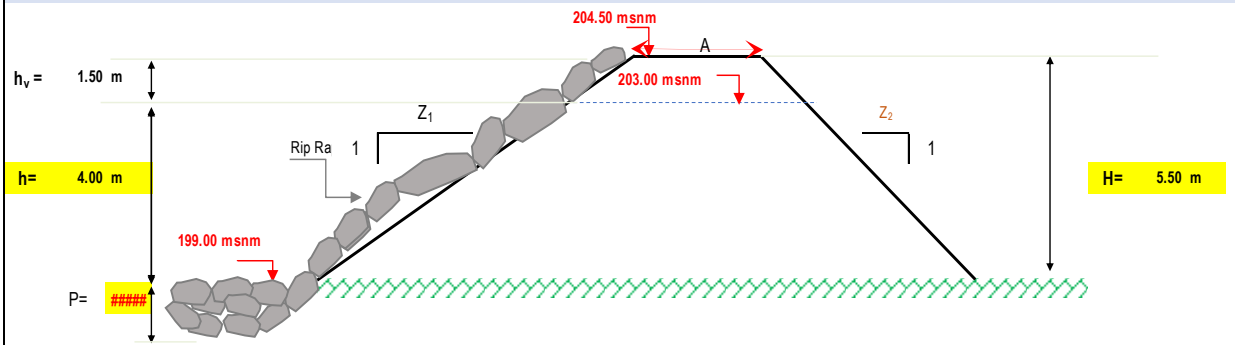


Capacidad del Vertedero :

$Q_{Líquido} =$	28.20m ³ /s	Gasto Diseño
$Q_{Lodos} =$	47.00m ³ /s	Gasto Diseño Lodos
$g =$	9.81	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
$L =$	Longitud del Vertedero en m	
$L = L_V =$	20.00 m	
$h_r =$	0.59 m	
$h_{rLODO} =$	0.83 m	
$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$		

Altura de las alas laterales : $y_c = h_r = 0.83 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.25 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.32 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.10 \text{ m}$	$A = 0.25 (H) + 3.30 \rightarrow A = 4.40 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona

Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto A = 3.00 m

Taludes

De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :

Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
1.5 H : 1 V	2 H : 1 V

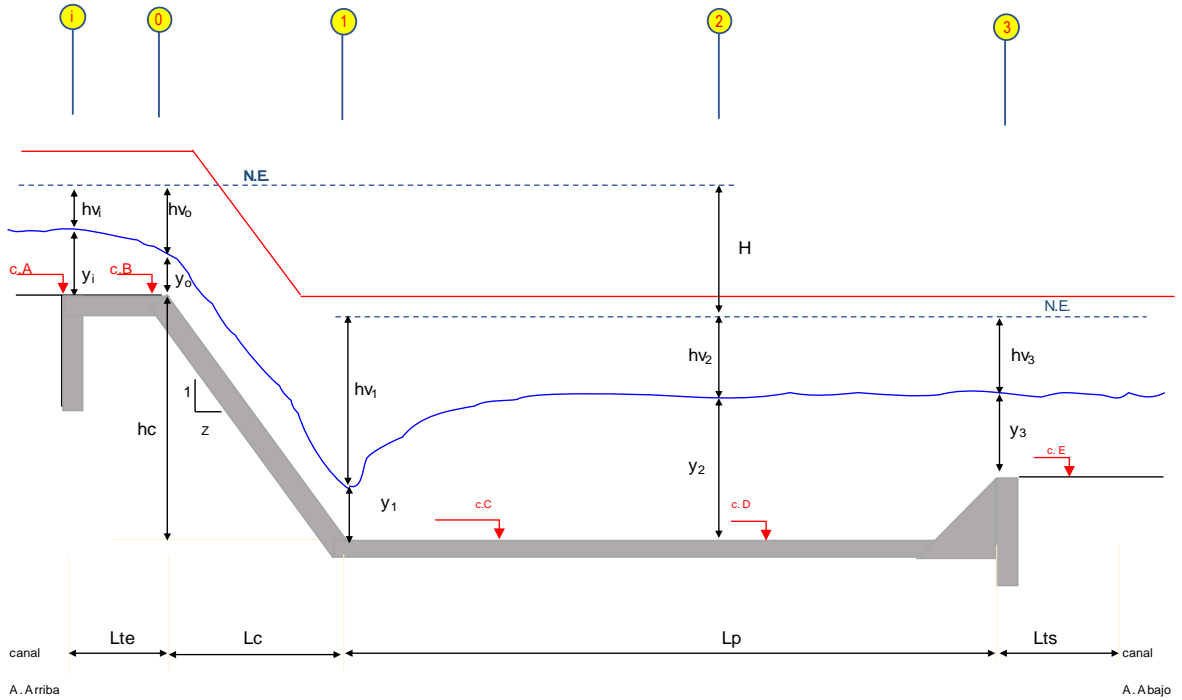
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 47.00$ $b_1 = 20.00$ $S_1 = 0.0010$ $n = 0.014$ $z_1 = 0.0$
$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ $20.81 = [A^5 / P^2]^{1/3}$
Por Tanteo : Asumiendo $y = 1.1$ $20.81 = 20.81$
CALCULOS CORRECTOS
$y_1 = 1.07$ $v_1 = 2.2$ $h_{v1} = 0.3$ $F_1 = 0.68$ $b.l. = 0.4$ $H_i = 1.4 \rightarrow H_i = 1.50$

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 47.00$ $b_3 = 20.00$ $S_3 = 0.0186$ $n = 0.025$ $z_3 = 0.0$
$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$ $8.620 = [A^5 / P^2]^{1/3}$
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.618$ $8.62 = 8.62$
CALCULOS CORRECTOS
$y_3 = 0.62$ $v_3 = 3.8$ $h_{v3} = 0.7$ $F_3 = 1.5$ $b.l. = 0.2$ $H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.20$

c. A : 203.000 ms.n.m c. B : 203.005 ms.n.m c. E : 199.000 ms.n.m c. C = c. D = 198.000 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$B \text{ (m)} = [18.78 \cdot (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$ $B = 2.25$ Asumimos : $B = 20.00 \text{ m}$ Ancho de Poza de Disipación (m) : $B = 20.00$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$L_{te} \text{ (m)} : [((b_1 / 2) + z_1 \cdot H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$ $L_{te} = 0.00$ Asumimos : $L_{te} = 0.00$ $L_{ts} \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 \cdot H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$ $L_{ts} = 0.00$ Asumimos : $L_{ts} = 0.00$
--

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L_t \rightarrow st = 0.00000$ El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.35$	$yc \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow yc = 0.8$	$B = 20.00$
$vc \text{ (m/s)} : Q / (yc \cdot B) \rightarrow vc = 2.83$	$h_{vc} \text{ (m)} : vc^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{vc} = 0.4$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4*yc/3$ hm = 1.1 → Asumimos : hm = 1.20

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

E.i (msnm) = E.0 (msnm)

Asumiendo : $y_o = 1.07$

$y_i + 1.1 * h_{v_i} = y_o + 1.1 * h_{v_o}$

E.0 = 1.341 ~ 1.341

donde : $h_{v_o} = [Q^2 / (B * y_o)^2] / (2 * g)$

CALCULOS CORRECTOS

$h_{v_o} = 0.3 / y_o^2$

v_o (m/s) : $Q / (y_o * B)$

$v_o = 2.2$

1.341 = $y_o + 0.3 / y_o^2$

h_{v_o} (m) : $v_o^2 / (2 * g)$

$h_{v_o} = 0.2$

Secciones 0 - 1 (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

E.0 (msnm) = E.1 (msnm) no se asuman pérdidas

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser > = que 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo : F = 6.5

tirante conjugado menor (y1)

$F^2 : v_1^2 / (g * y_1) = Q^2 / (B^2 * y_1^3 * g)$

de donde : y_1 (m) = $[Q^2 / (F^2 * B^2 * g)]^{1/3}$ → $y_1 = 0.24$

v_1 (m/s) : $Q / (y_1 * B)$ → $v_1 = 9.79$

h_{v_1} (m) : $v_1^2 / (2 * g)$ → $h_{v_1} = 4.89$

Altura de Caída : (hc)

$y_o + h_{v_o} + hc = y_1 + h_{v_1}$

hc (m) : $(y_1 + h_{v_1}) - (y_o + h_{v_o})$ → hc = 3.82

tirante conjugado mayor (y2)

$[(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * h_{v_1}) * 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * h_{v_2}] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g)]$

2.614 = $y_2^2 / 2 + 0.563 / y_2$

Asumiendo : $y_2 = 2.170$

E.2 = 2.614 ~ 2.614 CALCULOS CORRECTOS

v_2 (m/s) : $Q / (y_2 * B)$ → $v_2 = 1.08$

h_{v_2} (m) : $v_2^2 / (2 * g)$ → $h_{v_2} = 0.06$

Altura del Umbral : (h')

h' (m) : $(y_2 + h_{v_2}) - (y_3 + h_{v_3})$ → $h' = 0.87$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

N.E.i = N.E.0

c. A + $y_i + 1.1 * h_{v_i}$ = c. B + $y_o + 1.1 * h_{v_o}$

c. B (msnm) : $[(c. A + y_i + 1.1 * h_{v_i}) - (y_o + 1.1 * h_{v_o})]$ → c. B = 203.005

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 4.01$$

Secciones 0 - (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = \frac{[Q^2 / (B \cdot y_1)^2]}{(2 \cdot g)}$$

$$h_{v1} = 0.3 / y_1^2$$

$$5.323 = y_1 + 0.3 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.235$$

$$E.1 = 5.323 \sim 5.323 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 10$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v1} = 5.10$$

$$F = 6.59$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v2}] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$2.667 = y_2^2 / 2 + 0.563 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 2.20$$

$$E.2 = 2.667 \sim 2.667 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 1.07$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v2} = 0.06$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \rightarrow 5.083 > 2.20 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 0.898 \rightarrow \text{Asumimos : } h' = 1.00$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 198$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es <= que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} <= c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$200.256 <= 200.358 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 6.59 > 4.50$ y $v_1 = 10 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 2.24$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1.2$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 3.46$$

Asumimos : $hp = 2.60$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 8$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_0 \longrightarrow \tan \emptyset_0 = st \rightarrow st = \tan \emptyset_0 = 0.00 \rightarrow \emptyset_0 = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_0 \leq 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayectoria $S = 0.1$, se tiene que : $\cos \emptyset_0 = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1 / Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_0 \leq 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayectoria $S = 0.1$, se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (m) $\rightarrow LT (m) : (\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_0) * 2 * hvo * \cos^2 LT = 0.5$

Asumimos $LT = 0.60$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \emptyset_0 + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_0)]$$

Tabulación :

X	Y
LT = 0.00	0.00
0.10	0.01
0.20	0.02
0.30	0.05
0.40	0.08
0.60	0.19
LT = 0.56	0.16

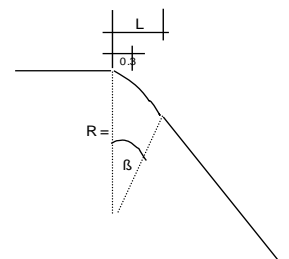
En la práctica para caudales pequeños $Q \leq 1.0$ m³/s, se traza una

curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_0^2 / (K * g * \cos \emptyset_0)$$

$$R = 0.978$$



Dada una distancia horizontal $X = 0.30$ m, medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 34.1066^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos : $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * L = 0.56$

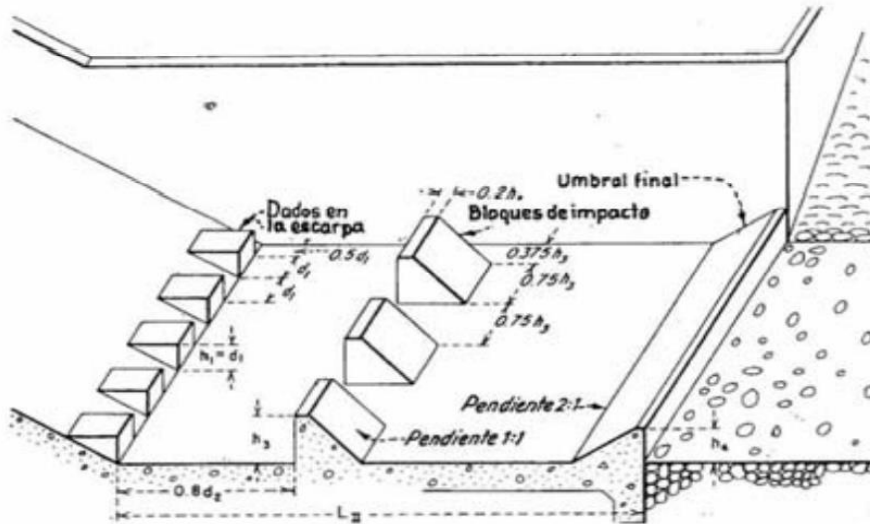
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

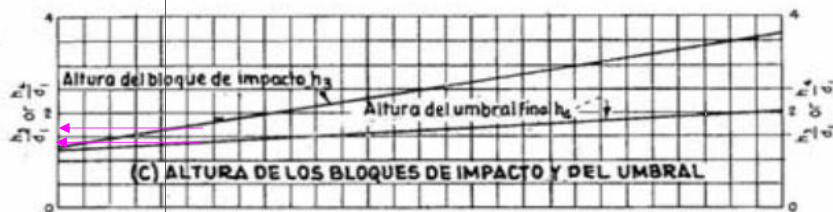
Como el N° de Froude es = 6.59 , valor mayor que 4.5, y velocidad = 10 , menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

de

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.51 \rightarrow L_{II} = 5.62$ Asumimos : $L_{II} = 6.50$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.235 \rightarrow h_1 = 0.24 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.35$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.235 \rightarrow a_1 = 0.24 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.35$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.235 \rightarrow s_1 = 0.24 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.25$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.12 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.225$

N° de Bloque Canal de Descarga $N = 33 \rightarrow 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.72 \rightarrow y_1 = 0.24 \rightarrow h_3 = 0.4$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.50$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.25$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.79$

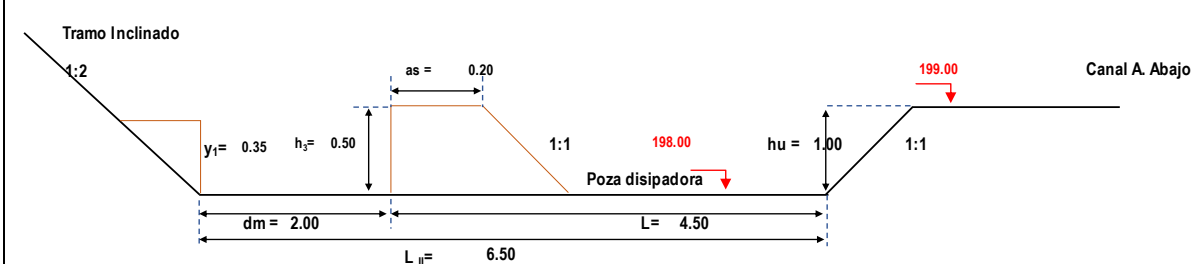
Asumimos : $dm = 2.00$

N° de Dados $\rightarrow N = 20 \rightarrow 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.42 \rightarrow y_1 = 0.235 \rightarrow h_4 = 0.33 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

Talud de umbral : $Z_u = 1$

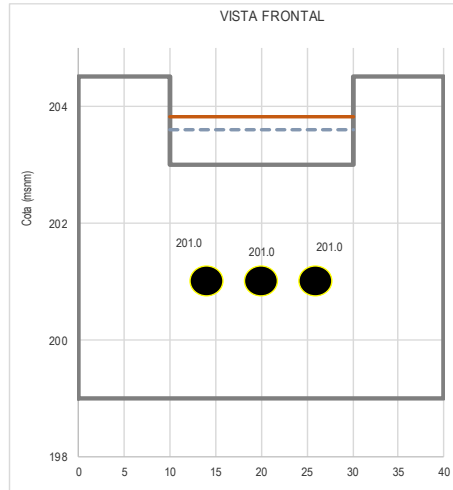
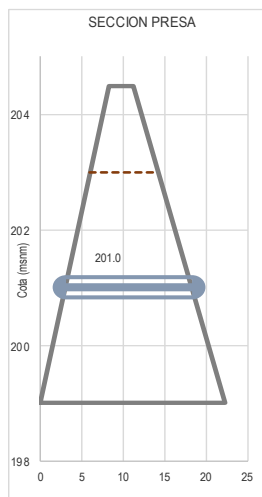


CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE MECHINALES



Dimensiones de Verterero		
L (m)	Altura Vertedero (m)	Cota Vertedero (msnm)
20.00 m	1.50 m	203.00

Recomendaciones :

Tipo de Ubicación Tres Bolillos

Distancia entre orificios > 15 DN → 12.00 m

Separacion entre Hileras > 7.5 DN → 6.00 m

Siendo → h = 4.00 m

Numero de Hileras → 0.67 m Minimo → 1.00 m

Primera Hilera → N° Tubos = 3

Cota 201.0

Caudal que pasa por cada Orificio

$$Q = C_d * A_o \sqrt{2gh}$$

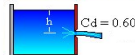
Donde :

Q : Caudal , [m³/s]

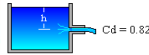
Cd = Cc x Cv : coeficiente de descarga.

Ao : area del orificio , [m²]
 carga sobre el orificio (altura de la superficie del agua hasta el centro del orificio); [m]

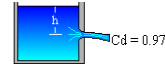
Orificio de pared delgada



Orificio con salida de tubo



Orificio de pared abocinada

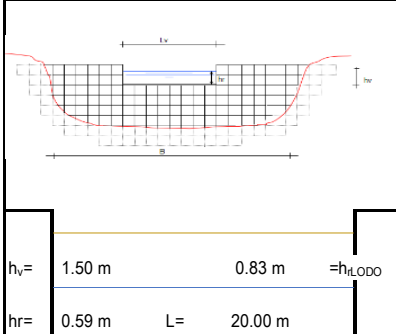


Dats :		QParcial	N° Orificios	Caudal Total
h =	2.0 m	2.58 m ³ /s	3	7.75 m ³ /s
Cd =	0.82			
→ Orificio con salida de tubo				
A ₀ =	0.5 m			
Diametro Tuberia				
DN mm	DN Equiv.	Area (m ²)		
800	32	0.503		

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

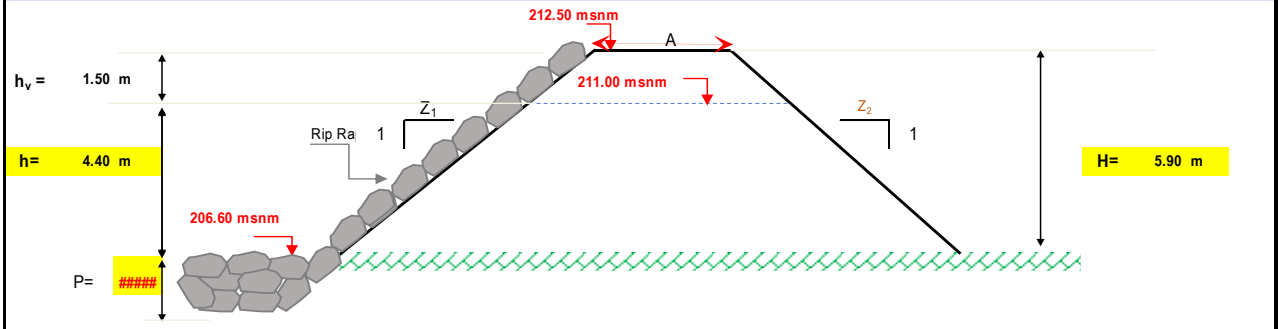
Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE VERTEDERO



Capacidad del Vertedero :	
$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$	$Q_{Líquido} = 28.20 \text{ m}^3/\text{s}$
$h_r = \text{Altura de Agua sobre el Vertedero}$	$Q_{Lodos} = 47.00 \text{ m}^3/\text{s}$
Remplazando datos :	$g = 9.81$
	$L = \text{Longitud del Vertedero en m}$
	$L = L_v = 20.00 \text{ m}$
	$h_r = 0.59 \text{ m}$
	$h_{rLODO} = 0.83 \text{ m}$
Altura de las alas laterales :	$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$
$y_c = h_r = 0.83 \text{ m}$	$\rightarrow h_v = 1.25 \text{ m}$
	$\rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.47 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.13 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.48 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona	
Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto A = 3.00 m

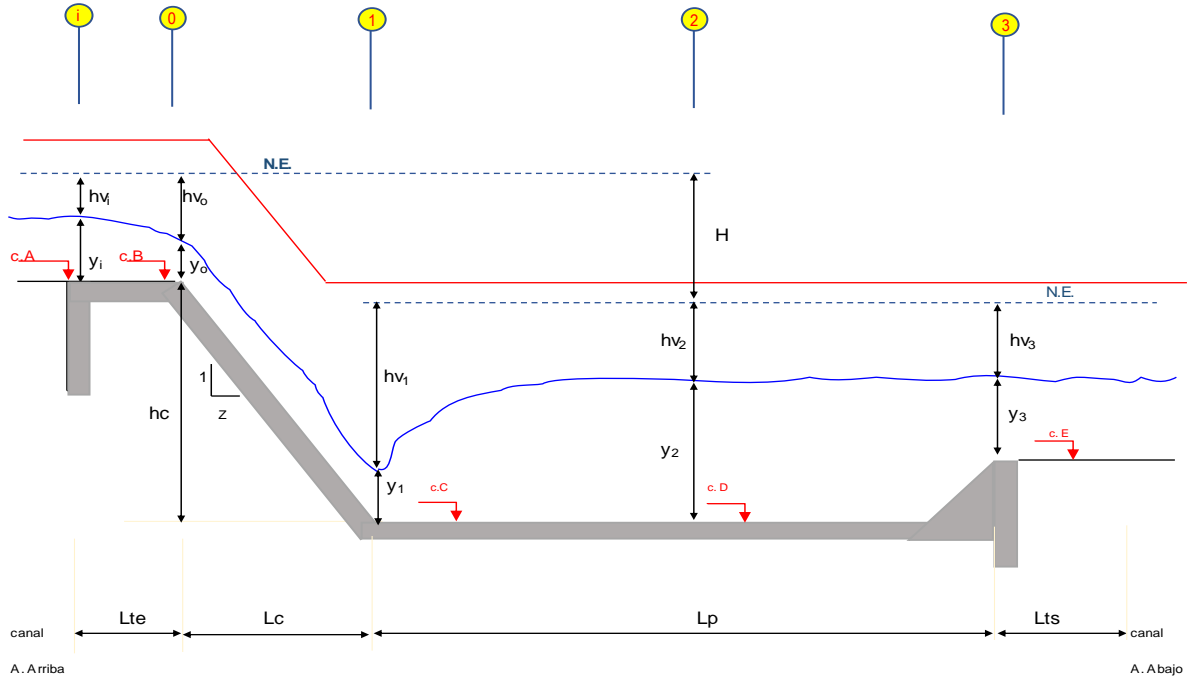
Taludes	
De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :	
Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
1.5 H : 1 V	2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 47.00$	$b_i = 20.00$	$S_i = 0.0010$	$n = 0.014$	$z_i = 0.0$
$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$20.81 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y = 1.1$				
$20.81 = 20.81$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_i = 1.07$	$v_i = 2.2$	$h_{v_i} = 0.3$	$F_i = 0.7$	$b.l. = 0.4$
$H_i = 1.4 \rightarrow H_i = 1.50$				

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 47.00$	$b_3 = 20.00$	$S_3 = 0.0186$	$n = 0.025$	$z_3 = 0.0$
$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$8.620 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.618$				
$8.62 = 8.62$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_3 = 0.62$	$v_3 = 3.8$	$h_{v_3} = 0.7$	$F_3 = 1.5$	$b.l. = 0.2$
$H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.20$				

c. A : 211.000 ms.n.m c. B : 211.005 ms.n.m c. E : 206.600 ms.n.m c. C = c. D = 205.600 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$B \text{ (m)} = [18.78 \cdot (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$	$B = 2.3$
Asumimos : $B = 20.00$ m	
Ancho de Poza de Disipación (m) :	$B = 20.00$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$Lte \text{ (m)} : [((b_i / 2) + z_i \cdot H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$Lte = 0.00$
Asumimos : $Lte = 0.00$	
$Lts \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 \cdot H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$Lts = 0.00$
Asumimos : $Lts = 0.00$	

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L \rightarrow st = 0.00000$

El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.35$	$yc \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow yc = 0.8$	$B = 20.00$
$vc \text{ (m/s)} : Q / (yc \cdot B) \rightarrow vc = 2.8$	$h_{vc} \text{ (m)} : vc^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{vc} = 0.4$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4 \cdot y_c / 3$ $h_m = 1.1$ → Asumimos : $h_m = 1.20$

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

$$E.i \text{ (msnm)} = E.0 \text{ (msnm)}$$

Asumiendo : $y_o = 1.07$

$$y_i + 1.1 \cdot h_{v_i} = y_o + 1.1 \cdot h_{v_o}$$

$$E.0 = 1.341 \sim 1.341$$

donde : $h_{v_o} = [Q^2 / (B^2 \cdot y_o^2)] / (2 \cdot g)$

CALCULOS CORRECTOS

$$h_{v_o} = 0.3 / y_o^2$$

$$v_o \text{ (m/s)} : Q / (y_o \cdot B)$$

$$v_o = 2.2$$

$$1.341 = y_o + 0.3 / y_o^2$$

$$h_{v_o} \text{ (m)} : v_o^2 / (2 \cdot g)$$

$$h_{v_o} = 0.2$$

Secciones 0 - ' (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$E.0 \text{ (msnm)} = E.1 \text{ (msnm)} \quad \text{no se asuman pérdidas}$$

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser ≥ 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo :

$$F = 6.5$$

tirante conjugado menor (y_1)

$$F^2 : v_1^2 / (g \cdot y_1)$$

$$= Q^2 / (B^2 \cdot y_1^3 \cdot g)$$

de donde :

$$y_1 \text{ (m)} = [Q^2 / (F^2 \cdot B^2 \cdot g)]^{1/3} \rightarrow$$

$$y_1 = 0.24$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow$$

$$v_1 = 9.79$$

$$h_{v_1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow$$

$$h_{v_1} = 4.89$$

Altura de Caída : (h_c)

$$y_o + h_{v_o} + h_c = y_1 + h_{v_1}$$

$$h_c \text{ (m)} : (y_1 + h_{v_1}) - (y_o + h_{v_o}) \rightarrow h_c = 3.82$$

tirante conjugado mayor (y_2)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v_1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v_2} = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$2.614 = y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 2.170$$

$$E.2 = 2.614 \sim 2.614 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow$$

$$v_2 = 1.1$$

$$h_{v_2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow$$

$$h_{v_2} = 0.06$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} : (y_2 + h_{v_2}) - (y_3 + h_{v_3}) \rightarrow h' = 0.87$$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

$$N.E.i = N.E.0$$

$$c. A + y_i + 1.1 \cdot h_{v_i} = c. B + y_o + 1.1 \cdot h_{v_o}$$

$$c. B \text{ (msnm)} : [(c. A + y_i + 1.1 \cdot h_{v_i}) - (y_o + 1.1 \cdot h_{v_o})] \rightarrow c. B = 211.005$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 4.41$$

Secciones 0 - '(Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = [Q^2 / (B^2 y_1^2)] / (2 * g)$$

$$h_{v1} = 0.3 / y_1^2$$

$$5.723 = y_1 + 0.3 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.226$$

$$E.1 = 5.723 \sim 5.723 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 * B) \quad \rightarrow \quad v_1 = 10$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 * g) \quad \rightarrow \quad h_{v1} = 5.50$$

$$F = 7$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * h_{v1}) * 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * h_{v2} = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g)]$$

$$2.764 = y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 2.24$$

$$E.2 = 2.764 \sim 2.764 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 * B) \quad \rightarrow \quad v_2 = 1.1$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 * g) \quad \rightarrow \quad h_{v2} = 0.1$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \quad \rightarrow \quad 5.483 > 2.24 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 0.944 \quad \rightarrow \quad \text{Asumimos : } h' = 1.00$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 206$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$207.902 \leq 207.958 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 6.98 > 4.50$ y $v_1 = 10 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 2.29$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1.3$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 3.56$$

Asumimos : $hp = 2.60$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 8.8$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_o \longrightarrow \tan \emptyset_o = st \rightarrow st = \tan \emptyset_o = 0.00 \rightarrow \emptyset_o = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_o < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $\cos \emptyset_o = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1 / Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_o < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (r \rightarrow $LT (m) : (\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_o) * 2 * hvo * \cos^2 \emptyset_o = 0.5$

Asumimos $LT = 0.60$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \emptyset_o + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_o)]$$

Tabulación :

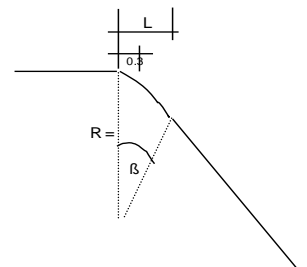
En la práctica para caudales pequeños $Q < 1.0$ m³/s, se traza una curva circular obteniendo el boleo de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_o^2 / (K * g * \cos \emptyset_o)$$

$$R = 0.978$$

	X	Y
LT = 0.00	0.00	0.00
0.10	0.01	0.01
0.20	0.02	0.02
0.30	0.05	0.05
0.40	0.08	0.08
0.60	0.19	0.19
LT = 0.56	0.16	0.16



Dada una distancia horizontal $X = 0.30$ m, medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 34.1066^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

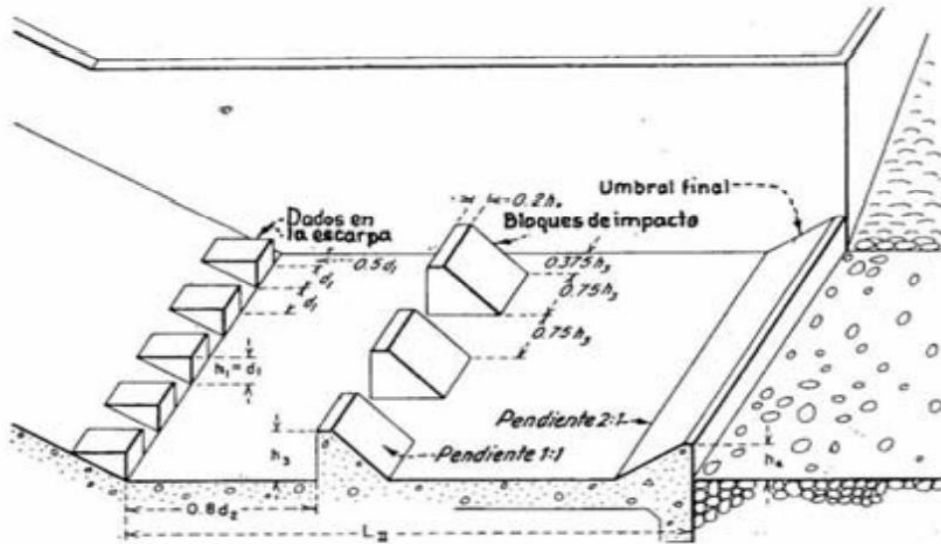
Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * L = 0.56$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

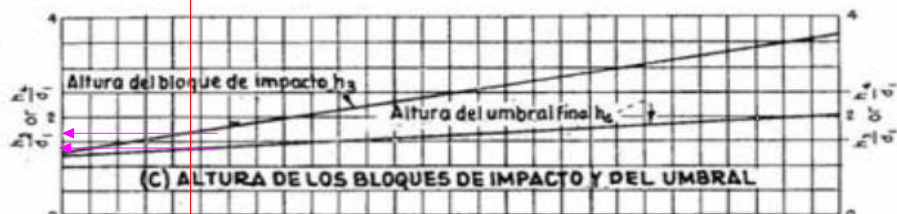
Como el N° de Froude es = 6.98 , valor mayor que 4.5, y velocidad = 10 , menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 03)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.54 \rightarrow L_{II} = 5.81$ Asumimos : $L_{II} = 6.50$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.226 \rightarrow h_1 = 0.23 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.35$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.226 \rightarrow a_1 = 0.23 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.35$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.226 \rightarrow s_1 = 0.23 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.25$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.11 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.225$

N° de Bloque Canal de Descarga N° = 33 \rightarrow 20.00 m = 20.00 m **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.80 \rightarrow y_1 = 0.23 \rightarrow h_3 = 0.4$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.50$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.25$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.83$

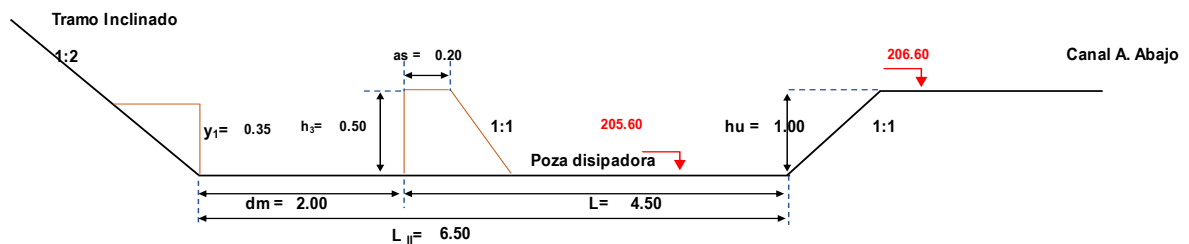
Asumimos : $dm = 2.00$

N° de Dados \rightarrow N° = 20 \rightarrow 20.00 m = 20.00 m **CALCULO CORRECTO**

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.47 \rightarrow y_1 = 0.226 \rightarrow h_4 = 0.33 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

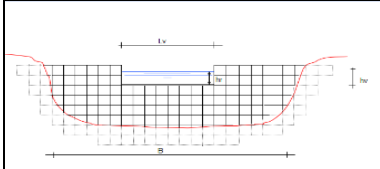
Talud de umbral : $Z_u = 1$



CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE VERTEDERO

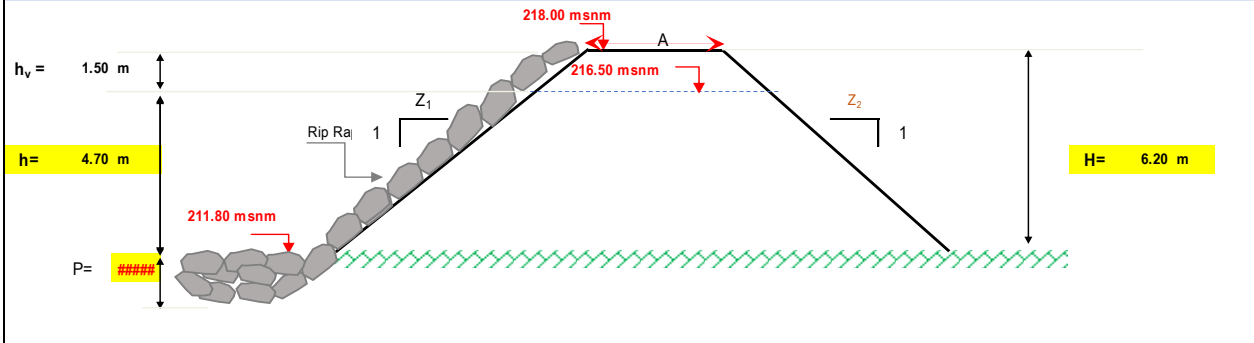


$$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Capacidad del Vertedero :		
Q _{Líquido} =	28.20m ³ /s	Gasto Diseño
Q _{Lodos} =	47.00m ³ /s	Gasto Diseño Lodos
g =	9.81	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
L =	Longitud del Vertedero en m	
L = L _v =	20.00 m	
h _r =	0.59 m	
h _{rLodo} =	0.83 m	
$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$		
Altura de las alas laterales :		
y _c = h _r =	0.83 m	→ h _v = 1.25 m
		→ h _v = 1.50 m

h _v =	1.50 m	0.83 m	= h _{Lodo}
h _r =	0.59 m	L =	20.00 m

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.57 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.15 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.54 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona

Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto A = 3.00 m

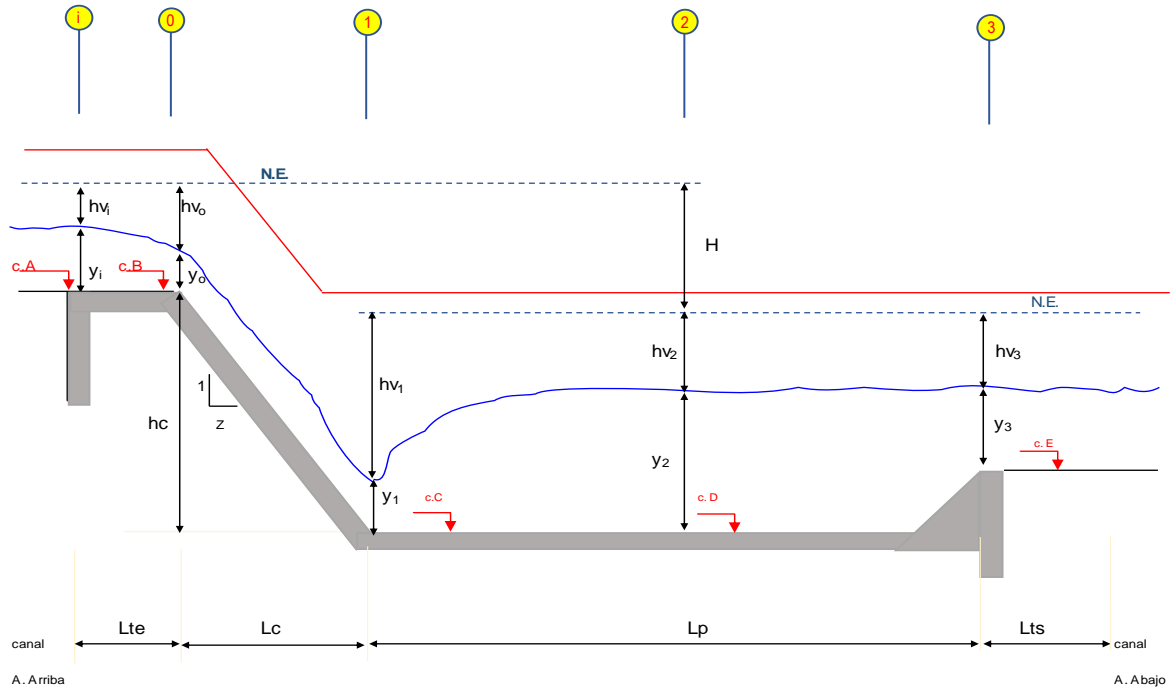
Taludes	
De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :	
Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
1.5 H : 1 V	2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 47.00$ $b_1 = 20.00$ $S_1 = 0.0010$ $n = 0.014$ $z_1 = 0.0$

$$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

$$20.81 = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

Por Tanteo : Asumiendo $y = 1.1$

$$20.81 = 20.81$$

CALCULOS CORRECTOS

$y_1 = 1.07$ $v_1 = 2.2$ $h_{v1} = 0.3$ $F_1 = 0.7$ $b.l. = 0.4$

$$H_i = 1.4 \rightarrow H_i = 1.50$$

c. A : 216.500 ms.n.m

c. B : 216.505 ms.n.m

c. E : 211800 ms.n.m

c. C = c. D = 210.700 ms.n.m

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 47.00$ $b_3 = 20.00$ $S_3 = 0.0186$ $n = 0.025$ $z_3 = 0.0$

$$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

$$8.620 = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.618$

$$8.62 = 8.62$$

CALCULOS CORRECTOS

$y_3 = 0.62$ $v_3 = 3.8$ $h_{v3} = 0.7$ $F_3 = 1.5$ $b.l. = 0.2$

$$H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.20$$

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$$B \text{ (m)} = [18.78 \cdot (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q) \quad B = 2.3$$

Asumimos : $B = 20.00 \text{ m}$

Ancho de Poza de Disipación (m) : $B = 20.00$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$$L_{te} \text{ (m)} : [((b_1 / 2) + z_1 \cdot H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')] \quad L_{te} = 0.00$$

Asumimos : $L_{te} = 0.00$

$$L_{ts} \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 \cdot H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')] \quad L_{ts} = 0.00$$

Asumimos : $L_{ts} = 0.00$

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L \rightarrow st = 0.00000$

El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m³/s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.35$

$$y_c \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow y_c = 0.8$$

$B = 20.00$

$v_c \text{ (m/s)} : Q / (y_c \cdot B) \rightarrow v_c = 2.8$

$$h_{vc} \text{ (m)} : v_c^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{vc} = 0.4$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4 \cdot y_c / 3$ $h_m = 1.1$ \rightarrow Asumimos : $h_m = 1.20$

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

E.i (msnm) = E.0 (msnm)	Asumiendo : $y_o = 1.07$
$y_i + 1.1 \cdot h_{v_i} = y_o + 1.1 \cdot h_{v_o}$	E.0 = 1.341 ~ 1.341
donde : $h_{v_o} = [Q^2 / (B \cdot y_o)^2] / (2 \cdot g)$	CALCULOS CORRECTOS
$h_{v_o} = 0.3 / y_o^2$	v_o (m/s) : $Q / (y_o \cdot B)$ $v_o = 2.2$
$1.341 = y_o + 0.3 / y_o^2$	h_{v_o} (m) : $v_o^2 / (2 \cdot g)$ $h_{v_o} = 0.2$

Secciones 0 - ' (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

E.0 (msnm) = E.1 (msnm) no se asuman pérdidas

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser $> =$ que 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo : $F = 6.5$	tirante conjugado menor (y1)	
$F^2 : v_1^2 / (g \cdot y_1) = Q^2 / (B^2 \cdot y_1^3 \cdot g)$	de donde : y_1 (m) = $[Q^2 / (F^2 \cdot B^2 \cdot g)]^{1/3}$	$\rightarrow y_1 = 0.24$
	v_1 (m/s) : $Q / (y_1 \cdot B)$	$\rightarrow v_1 = 9.79$
	h_{v_1} (m) : $v_1^2 / (2 \cdot g)$	$\rightarrow h_{v_1} = 4.89$

Altura de Caída : (hc)

$$y_o + h_{v_o} + h_c = y_1 + h_{v_1}$$

$$h_c \text{ (m) : } (y_1 + h_{v_1}) - (y_o + h_{v_o}) \rightarrow h_c = 3.82$$

tirante conjugado mayor (y2)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v_1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v_2} = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$2.614 = y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$$

Asumiendo :	y2 = 2.170	
	E.2 = 2.614 ~ 2.614	CALCULOS CORRECTOS

v_2 (m/s) : $Q / (y_2 \cdot B)$	$\rightarrow v_2 = 1.1$
h_{v_2} (m) : $v_2^2 / (2 \cdot g)$	$\rightarrow h_{v_2} = 0.06$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m) : } (y_2 + h_{v_2}) - (y_3 + h_{v_3}) \rightarrow h' = 0.87$$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

N.E.i = N.E.0	c. A + $y_i + 1.1 \cdot h_{v_i}$ = c. B + $y_o + 1.1 \cdot h_{v_o}$	
	c. B (msnm) : $[(c. A + y_i + 1.1 \cdot h_{v_i}) - (y_o + 1.1 \cdot h_{v_o})]$	$\rightarrow c. B = 216.505$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \quad hc = 4.70$$

Secciones 0 - ' (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$yo + hvo + hc = y_1 + hv_1 \quad \text{donde : } hv_1 = [Q^2 / (B \cdot y_1)^2] / (2 \cdot g)$$
$$hv_1 = 0.3 / y_1^2$$

$$6.013 = y_1 + 0.3 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.220$$

$$E.1 = 6.013 \sim 6.013 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 11$$

$$hv_1 \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow hv_1 = 5.80$$

$$F = 7.3$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot hv_1) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot hv_2 = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$
$$2.837 = y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 2.28$$

$$E.2 = 2.837 \sim 2.837 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 1$$

$$hv_2 \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow hv_2 = 0.1$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + yo > y_2 \rightarrow 5.773 > 2.28 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + hv_2) - (y_3 + hv_3) \quad h' = 0.968 \rightarrow \text{Asumimos : } h' = 1.10$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 211$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + hv_2 \leq c. E + y_3 + hv_3$$

$$213.026 \leq 213.158 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 7.26 > 4.50$ y $v_1 = 11 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 2.32$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1.3 \quad 0.7$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 3.62$$

Asumimos : $hp = 3.20$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 9.4$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_0 \longrightarrow \tan \emptyset_0 = st \rightarrow st = \tan \emptyset_0 = 0.00 \rightarrow \emptyset_0 = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_0 <= 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1 , se tiene que : $\cos \emptyset_0 = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1 / Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_0 <= 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1 , se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (r \rightarrow LT (m) : $(\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_0) * 2 * hvo * \cos^2 \emptyset_0 = 0.5$

Asumimos LT = 0.60

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \emptyset_0 + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_0)]$$

Tabulación :

En la práctica para caudales pequeños $Q <= 1.0$ m³/s, se traza una

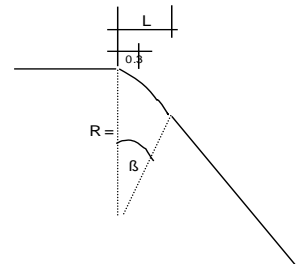
curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_0^2 / (K * g * \cos \emptyset_0)$$

$$R = 0.978$$

X	Y
LT = 0.00	0.00
0.10	0.01
0.20	0.02
0.30	0.05
0.40	0.08
0.60	0.19
LT = 0.56	0.16



Dada una distancia horizontal X = 0.30 m, medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 34.1066^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * L = 0.56$

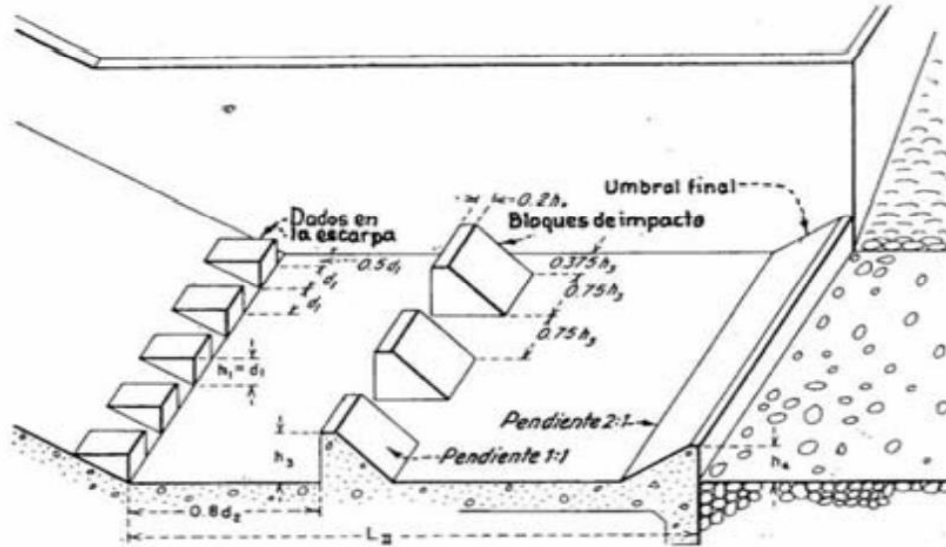
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis:

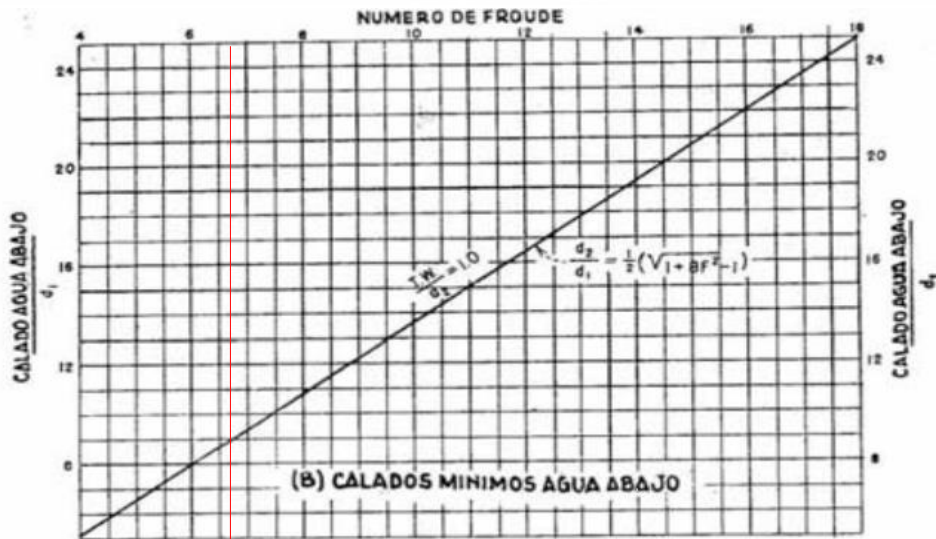
"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

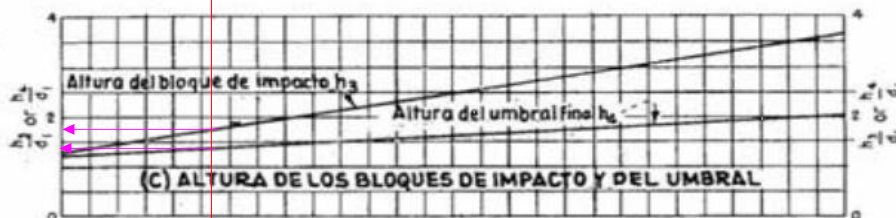
Como el N° de Froude es = 7.26 , valor mayor que 4.5, y velocidad = 11 , menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.62 \rightarrow L_{II} = 6.08$ Asumimos : $L_{II} = 6.50$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.220 \rightarrow h_1 = 0.22 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.35$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.220 \rightarrow a_1 = 0.22 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.35$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.220 \rightarrow s_1 = 0.22 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.25$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.11 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.225$

N° de Bloque Canal de Descarga $N = 33 \rightarrow 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.85 \rightarrow y_1 = 0.22 \rightarrow h_3 = 0.4$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.50$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.25$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.86$

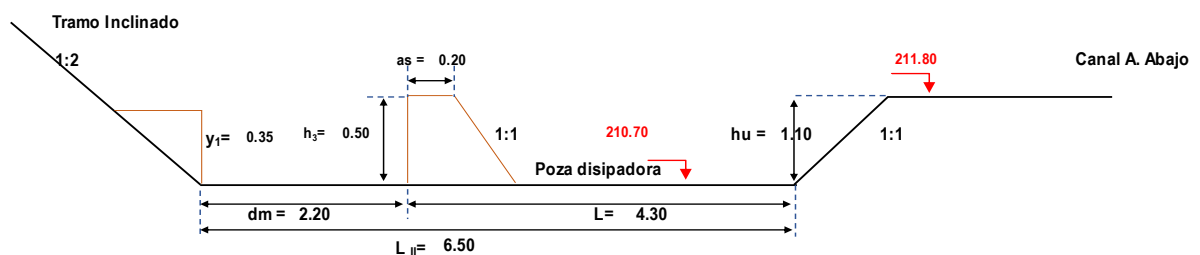
Asumimos : $dm = 2.20$

N° de Damos $N = 20 \rightarrow 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.46 \rightarrow y_1 = 0.220 \rightarrow h_4 = 0.32 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

Talud de umbral : $Z_u = 1$

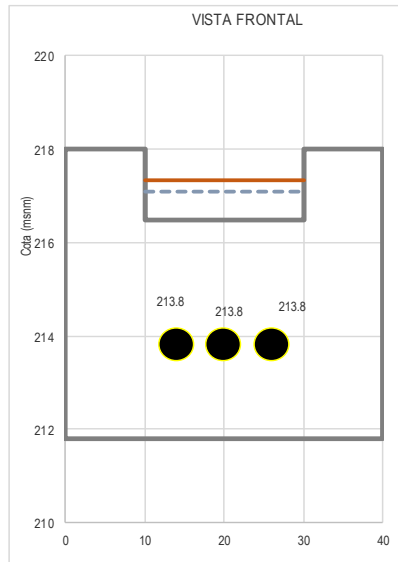
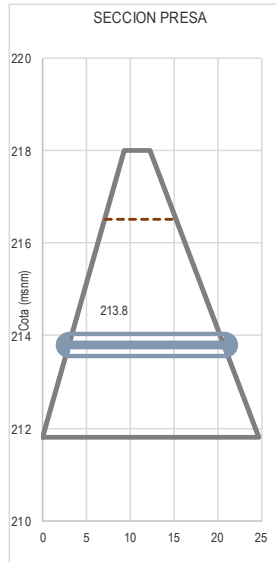


CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 04)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE MECHINALES



Dimensiones de Vertedero		
L (m)	Altura Vertedero (m)	Cota Vertedero (msnm)
20.00 m	1.50 m	216.50

Recomendaciones :

Tipo de Ubicación	Tres Bolillos	
Distancia entre orificios	> 15 DN →	12.00 m
Separación entre Hileras	> 7.5 DN →	6.00 m
Siendo →		h = 4.70 m
Numero de Hileras →	0.78 m	Minimo → 1.00 m
Primera Hilera → N° Tubos =		3
		Cota 213.8

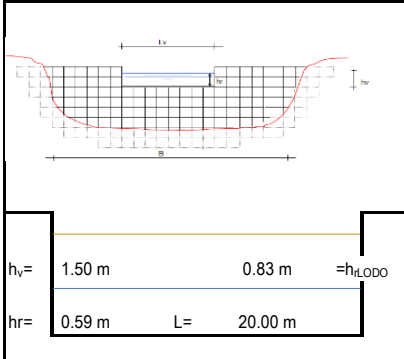
Caudal que pasa por cada Orificio

$Q = C_d * A_o \sqrt{2gh}$ <p>Donde :</p> <p>Q : Caudal , [m³/s]</p> <p>Cd = Cc x Cv : coeficiente de descarga.</p> <p>Ao : area del orificio , [m²]</p> <p>h : carga sobre el orificio (altura de la superficie del agua hasta el centro del orificio); [m]</p>	<p>Orificio de pared delgada</p> <p>Orificio con salida de tubo</p> <p>Orificio de pared abocinada</p>	<p>Datos :</p> <p>h = 2.7 m</p> <p>Cd = 0.82</p> <p>→ Orificio con salida de tubo</p> <p>A₀ = 0.5 m</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">Diametro Tuberia</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">DN mm</th> <th style="text-align: center;">DN Equiv. (pulg)</th> <th style="text-align: center;">Area (m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">800</td> <td style="text-align: center;">32</td> <td style="text-align: center;">0.503</td> </tr> </tbody> </table>	Diametro Tuberia			DN mm	DN Equiv. (pulg)	Area (m ²)	800	32	0.503	<p>QParcial</p> <p>3.00 m³/s</p>	<p>N° Orificios</p> <p>3</p>	<p>Caudal Total</p> <p>9.01 m³/s</p>
Diametro Tuberia														
DN mm	DN Equiv. (pulg)	Area (m ²)												
800	32	0.503												

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

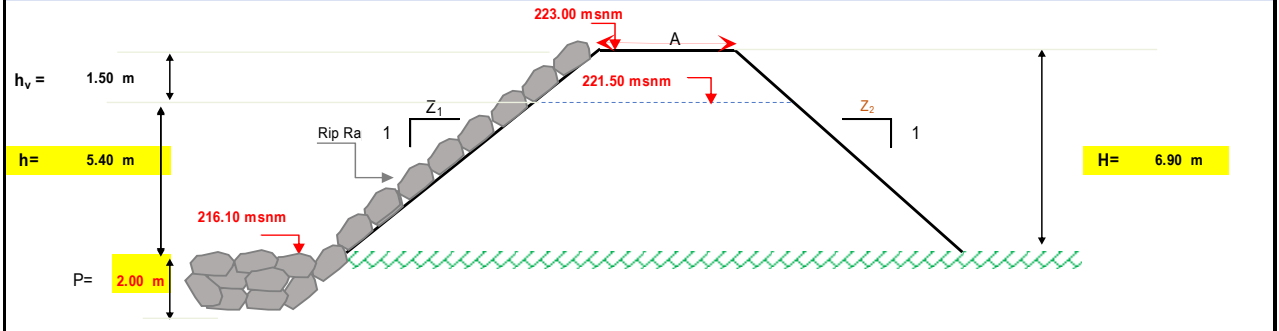
Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE VERTEDERO



Capacidad del Vertedero :		
$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$	$Q_{Líquido} = 28.20 \text{ m}^3/\text{s}$	Gasto Diseño
	$Q_{Lodos} = 47.00 \text{ m}^3/\text{s}$	Gasto Diseño Lodos
	$g = 9.81$	Aceleración de la gravedad (m/s^2)
$h_r = \text{Altura de Agua sobre el Vertedero}$	$L = 20.00 \text{ m}$	Longitud del Vertedero en m
Reemplazando datos :	$h_r = 0.59 \text{ m}$	(Altura de agua sobre el vertedero de sección rectangular con Gasto de Lodos y Piedras).
	$h_{rLODO} = 0.83 \text{ m}$	
Altura de las alas laterales :	$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$	
$y_c = h_r = 0.83 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.25 \text{ m}$		$\rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.81 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.19 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.68 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona	
Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6
- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m - Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.	

Por lo tanto A = 3.00 m

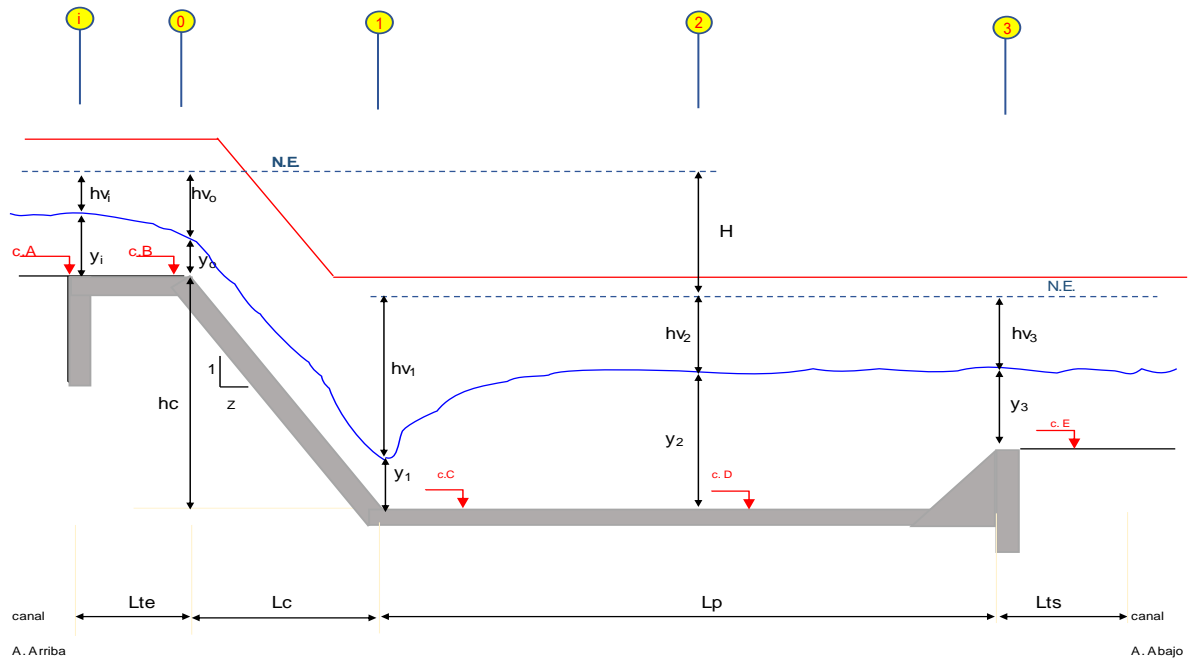
Taludes	
De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :	
Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
1.5 H : 1 V	2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 47.00$	$b_i = 20.00$	$S_i = 0.0010$	$n = 0.014$	$z_i = 0.0$
$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$20.81 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y = 1.1$				
$20.81 = 20.81$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_i = 1.07$	$v_i = 2.2$	$h_{v_i} = 0.3$	$F_i = 0.7$	$b.l. = 0.4$
$H_i = 1.4 \rightarrow H_i = 1.50$				

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 47.00$	$b_3 = 20.00$	$S_3 = 0.0186$	$n = 0.025$	$z_3 = 0.0$
$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$8.620 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.618$				
$8.62 = 8.62$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_3 = 0.62$	$v_3 = 3.8$	$h_{v_3} = 0.7$	$F_3 = 1.5$	$b.l. = 0.2$
$H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.20$				

c. A : 221500 ms.n.m c. B : 221505 ms.n.m c. E : 216.100 ms.n.m c. C = c. D = 214.900 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$B \text{ (m)} = [18.78 \cdot (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$	$B = 2.3$
Asumimos : $B = 20.00 \text{ m}$	
Ancho de Poza de Disipación (m) :	$B = 20.00$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$L_{te} \text{ (m)} : [((b_i / 2) + z_i \cdot H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$L_{te} = 0.00$
Asumimos : $L_{te} = 0.00$	
$L_{ts} \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 \cdot H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$L_{ts} = 0.00$
Asumimos : $L_{ts} = 0.00$	

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L_t \rightarrow st = 0.00000$ El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.35$	$y_c \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow y_c = 0.8$	$B = 20.00$
$v_c \text{ (m/s)} : Q / (y_c \cdot B) \rightarrow v_c = 2.8$	$h_{v_c} \text{ (m)} : v_c^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v_c} = 0.4$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4*yc/3$ $hm = 1.1$ → Asumimos : $hm = 1.20$

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

E.i (msnm) = E.0 (msnm)

Asumiendo : $y_o = 1.07$

$y_i + 1.1 * hv_i = y_o + 1.1 * hv_o$

E.0 = 1.341 ~ 1.341

donde : $hv_o = [Q^2 / (B * y_o)^2] / (2 * g)$

CALCULOS CORRECTOS

$hv_o = 0.3 / y_o^2$

v_o (m/s) : $Q / (y_o * B)$

$v_o = 2.2$

1.341 = $y_o + 0.3 / y_o^2$

hv_o (m) : $v_o^2 / (2 * g)$

$hv_o = 0.2$

Secciones 0 - 1 (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

E.0 (msnm) = E.1 (msnm) no se asuman pérdidas

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser $> =$ que 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo : $F = 6.5$

tirante conjugado menor (y_1)

$F^2 : v_1^2 / (g * y_1) = Q^2 / (B^2 * y_1^3 * g)$ de donde : y_1 (m) = $[Q^2 / (F^2 * B^2 * g)]^{1/3}$ → $y_1 = 0.24$

v_1 (m/s) : $Q / (y_1 * B)$ → $v_1 = 9.79$

hv_1 (m) : $v_1^2 / (2 * g)$ → $hv_1 = 4.89$

Altura de Caída : (hc)

$y_o + hv_o + hc = y_1 + hv_1$

hc (m) : $(y_1 + hv_1) - (y_o + hv_o)$ → $hc = 3.82$

tirante conjugado mayor (y_2)

$[(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * hv_1) * 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * hv_2 = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g)$

2.614 = $y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$

Asumiendo : $y_2 = 2.170$

E.2 = 2.614 ~ 2.614 CALCULOS CORRECTOS

v_2 (m/s) : $Q / (y_2 * B)$ → $v_2 = 1.1$

hv_2 (m) : $v_2^2 / (2 * g)$ → $hv_2 = 0.06$

Altura del Umbral : (h')

h' (m) : $(y_2 + hv_2) - (y_3 + hv_3)$ → $h' = 0.87$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

N.E.i = N.E.0

c. A + $y_i + 1.1 * hv_i = c. B + y_o + 1.1 * hv_o$

c. B (msnm) : $[(c. A + y_i + 1.1 * hv_i) - (y_o + 1.1 * hv_o)]$ → c. B = 221.505

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 5.41$$

Secciones 0 - 1 (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$yo + h_{vo} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = \frac{[Q^2 / (B \cdot y_1)^2]}{2 \cdot g}$$

$$h_{v1} = 0.3 / y_1^2$$

$$6.723 = y_1 + 0.3 / y_1^2$$

Asumiendo : $y_1 = 0.208$
 E.1 = 6.723 ~ 6.723 CALCULOS CORRECTOS

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 11$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v1} = 6.53$$

$$F = 7.9$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v2} = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$3.007 = y_2^2 / 2 + 0.6 / y_2$$

Asumiendo : $y_2 = 2.35$
 E.2 = 3.007 ~ 3.007 CALCULOS CORRECTOS

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 1$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v2} = 0.1$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \quad \rightarrow \quad 6.483 > 2.35 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 1.045 \rightarrow \text{Asumimos : } h' = 1.20$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 215$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$217.303 \leq 217.458 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 7.93 > 4.50$ y $v_1 = 11 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 2.40$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1.4$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 3.77$$

$$\text{Asumimos : } hp = 3.50$$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 11$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

$$\text{Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : } \varnothing_o \text{ -----} \rightarrow \tan \varnothing_o = st \rightarrow st = \tan \varnothing_o = 0.00 \rightarrow \varnothing_o = 0^\circ$$

$$\text{Para ángulos : } \varnothing_o < = 6^\circ \text{ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec } 0.1, \text{ se tiene que : } \cos \varnothing_o = 1.0$$

$$\text{Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : } \varnothing_L \text{ -----} \rightarrow \tan \varnothing_L = 1 / Z \rightarrow \tan \varnothing_L = 0.50$$

$$\text{Para ángulos : } \varnothing_o < = 6^\circ \text{ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec } 0.1, \text{ se tiene que : } K = 0.50$$

$$\text{Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (m} \rightarrow \text{LT (m) : } (\tan \varnothing_L - \tan \varnothing_o) * 2 * hvo * \cos^2 LT = 0.5$$

$$\text{Asumimos LT} = 0.60$$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \varnothing_o + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \varnothing_o)]$$

Tabulación :

En la práctica para caudales pequeños $Q < = 1.0$ m³/s, se traza una

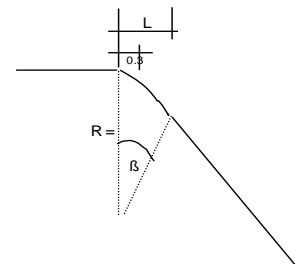
curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_o^2 / (K * g * \cos \varnothing_o)$$

$$R = 0.978$$

X	Y
LT = 0.00	0.00
0.10	0.01
0.20	0.02
0.30	0.05
0.40	0.08
0.60	0.19
LT = 0.56	0.16



Dada una distancia horizontal X = 0.30 m. medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 34.1066^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

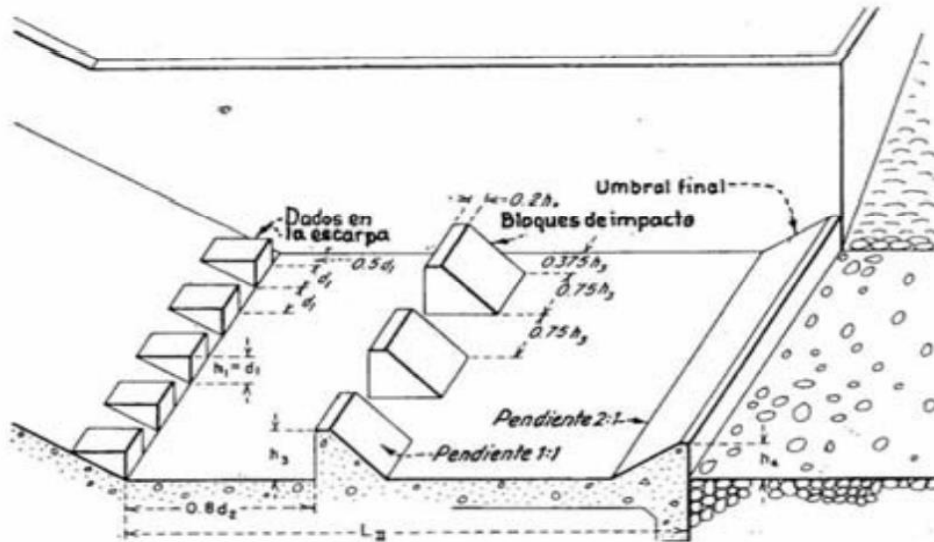
Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * IL = 0.56$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

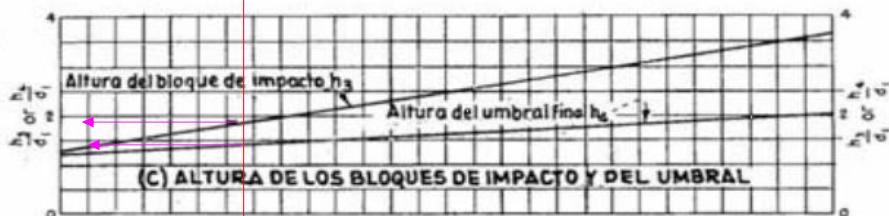
Como el N° de Froude es = 7.93, valor mayor que 4.5, y velocidad = 11, menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.62 \rightarrow L_{II} = 6.28$ Asumimos : $L_{II} = 7.00$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.208 \rightarrow h_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.35$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.208 \rightarrow a_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.35$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.208 \rightarrow s_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.25$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.10 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.225$

N° de Bloque Canal de Descarga $N = 33 \rightarrow 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.99 \rightarrow y_1 = 0.21 \rightarrow h_3 = 0.4$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.50$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.25$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.92$

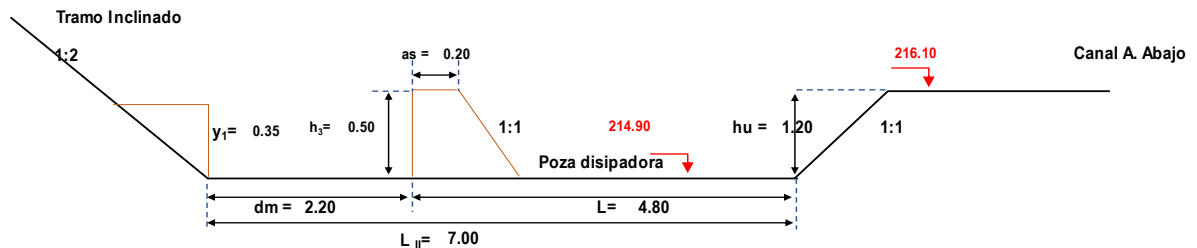
Asumimos : $dm = 2.20$

N° de Dados $\rightarrow N = 20 \rightarrow 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.48 \rightarrow y_1 = 0.208 \rightarrow h_4 = 0.31 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

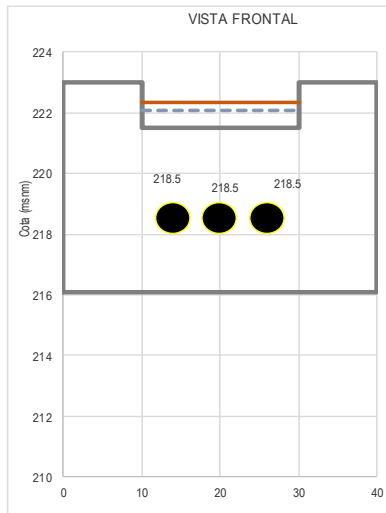
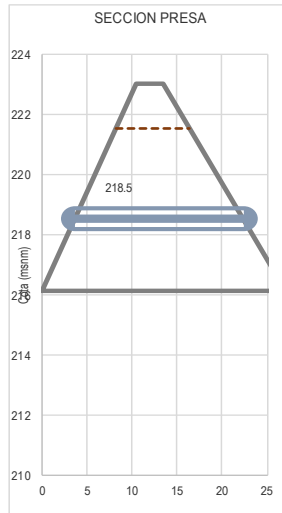
Talud de umbral : $Z_u = 1$



CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL RINCONADA (PRESA 05)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE MECHINALES



Dimensiones de Verterero		
L (m)	Altura Vertedero (m)	Cota Vertedero (msnm)
20.00 m	1.50 m	221.50

Recomendaciones :

Tipo de Ubicación Tres Bolillos

Distancia entre orificios > 15 DN → 12.00 m

Separacion entre Hileras > 7.5 DN → 6.00 m

Siendo → h = 5.40 m

Numero de Hileras → 0.90 m Minimo → 1.00 m

Primera Hilera → N° Tubos = 3

Cota 218.5

Caudal que pasa por cada Orificio

$$Q = C_d * A_o \sqrt{2gh}$$

Donde :

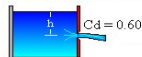
Q : Caudal , [m³/s]

Cd = Cc x Cv : coeficiente de descarga.

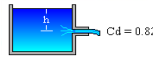
Ao : area del orificio , [m²]

h : carga sobre el orificio (altura de la superficie del agua hasta el centro del orificio); [m]

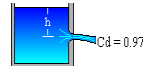
Orificio de pared delgada



Orificio con salida de tubo



Orificio de pared abocinada



Datos :

h = 3.0 m

Cd = 0.82

→ Orificio con salida de tubo

A₀ = 0.5 m

Diametro Tuberia

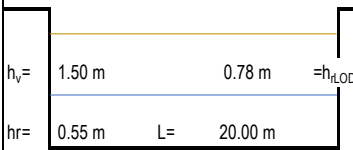
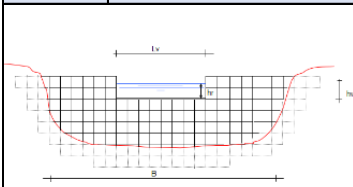
DN mm	DN Equiv. (pulg)	Area (m ²)
800	32	0.503

QParcial	N° Orificios	Caudal Total
3.16 m ³ /s	3	9.49 m ³ /s

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"



Capacidad del Vertedero :

$$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$Q_{Líquido} = 25.40 \text{ m}^3/\text{s}$

Gasto Diseño

$Q_{Lodos} = 43.05 \text{ m}^3/\text{s}$

Gasto Diseño Lodos

$g = 9.81$

Aceleración de la gravedad (m/s^2)

$L =$ Longitud del Vertedero en m

$L = L_v = 20.00 \text{ m}$

$h_r =$ Altura de Agua sobre

Reemplazando datos : $h_r = 0.55 \text{ m}$

$h_{rLODO} = 0.78 \text{ m}$

(Altura de agua sobre el vertedero de sección rectangular con Gasto de Lodos y Piedras).

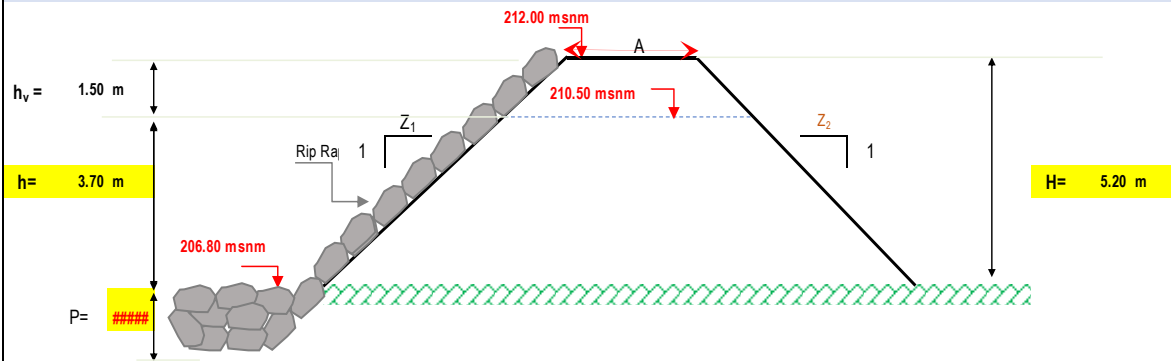
Altura de las alas laterales : $h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$

$y_c = h_r = 0.78 \text{ m}$

$\rightarrow h_v = 1.17 \text{ m}$

$\rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra \rightarrow Flexible \rightarrow Mixtas \rightarrow Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.20 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.08 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.34 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona

Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto

$A = 3.00 \text{ m}$

Taludes

De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :

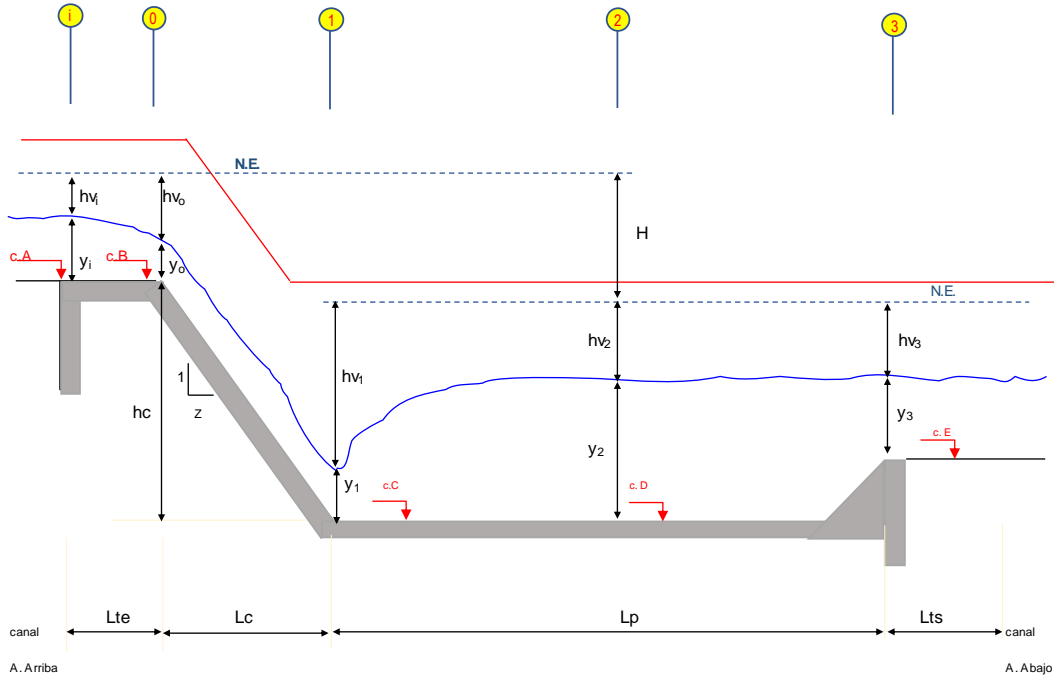
Talud aguas arriba (Z_1)	Talud aguas abajo (Z_2)
2 H : 1 V	2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 01)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 43.05$ $b_1 = 20.00$ $S_1 = 0.0010$ $n = 0.014$ $z_1 = 0.0$

$$Q^*n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

$$19.06 = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

Por Tanteo: Asumiendo $y = 1$

$$19.06 = 19.06$$

CALCULOS CORRECTOS

$y_1 = 1.01$ $v_1 = 2.1$ $h_{v1} = 0.2$ $F_1 = 0.7$ $b.l. = 0.3$

$$H_1 = 1.4 \rightarrow H_1 = 1.50$$

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 43.05$ $b_3 = 20.00$ $S_3 = 0.0199$ $n = 0.025$ $z_3 = 0.0$

$$Q^*n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

$$7.630 = [A^5 / P^2]^{1/3}$$

Por Tanteo: Asumiendo $y_3 = 0.599$

$$7.63 = 8.18$$

RECALCULAR EL VALOR DE y

$y_3 = 0.60$ $v_3 = 3.6$ $h_{v3} = 0.7$ $F_3 = 1.5$ $b.l. = 0.2$

$$H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.20$$

c. A : 210.500 ms.n.m

c. B : 210.504 ms.n.m

c. E : 206.200 ms.n.m

c. C = c. D = 205.100 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$$B \text{ (m)} = [18.78 * (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q) \quad B = 2.3$$

Asumimos : $B = 20.00 \text{ m}$

Ancho de Poza de Disipación (m) : $B = 20.00$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$$L_{te} \text{ (m)} : [((b_1 / 2) + z_1 * H_1) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')] \quad L_{te} = 0.00$$

Asumimos : $L_{te} = 0.00$

$$L_{ts} \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 * H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')] \quad L_{ts} = 0.00$$

Asumimos : $L_{ts} = 10.00$

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L \rightarrow st = 0.00000$

El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m³/s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.15$

$$y_c \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow y_c = 0.8$$

$B = 20.00$

$v_c \text{ (m/s)} : Q / (y_c * B) \rightarrow v_c = 2.8$

$$h_{vc} \text{ (m)} : v_c^2 / (2 * g) \rightarrow h_{vc} = 0.4$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 4.30$$

Secciones 0 - '(Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = \frac{[Q^2 / (B \cdot y_1)^2]}{2 \cdot g}$$

$$h_{v1} = 0.2 / y_1^2$$

$$5.536 = y_1 + 0.2 / y_1^2$$

Asumiendo : $y_1 = 0.211$
 $E.1 = 5.536 \sim 5.536$ CALCULOS CORRECTOS

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 10$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v1} = 5.33$$

$$F = 7.1$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v1}) \cdot 1.1] = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v2}] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$2.493 = y_2^2 / 2 + 0.5 / y_2$$

Asumiendo : $y_2 = 2.13$
 $E.2 = 2.493 \sim 2.493$ CALCULOS CORRECTOS

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 1$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v2} = 0.1$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \quad \longrightarrow \quad 5.306 > 2.13 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 0.923 \rightarrow \text{Asumimos : } h' = 1.10$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$\begin{aligned} N.E.2 &= N.E.3 \\ c. C \text{ (msnm)} &= c. E - h' \\ c. C &= c. D = 205 \end{aligned}$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$207.281 \leq 207.459 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 01)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F_1 = 7.12 > 4.50$ y $v_1 = 10 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 2.17$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2) \qquad b.l = 1.2$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l \qquad hp = 3.41$$

Asumimos : $hp = 2.60$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z \qquad Lti = 8.6$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_0 \longrightarrow \tan \emptyset_0 = st \rightarrow st = \tan \emptyset_0 = 0.00 \rightarrow \emptyset_0 = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_0 < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $\cos \emptyset_0 = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1 / Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_0 < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria ($r \rightarrow LT$) (m) : $(\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_0) * 2 * hvo * \cos^2 \emptyset_0 = 0.5$

Asumimos $LT = 0.60$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

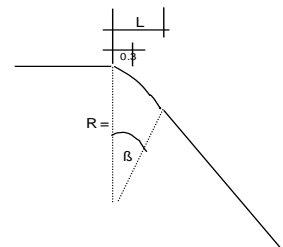
Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \emptyset_0 + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_0)]$$

Tabulación :

	X	Y
En la práctica para caudales pequeños $Q < 1.0$ m ³ /s, se traza una	LT = 0.00	0.00
curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :	0.10	0.01
	0.20	0.02
Radio de la curva del piso (m)	0.30	0.05
	0.40	0.09
$R = v_0^2 / (K * g * \cos \emptyset_0)$	0.60	0.20
$R = 0.934$	LT = 0.54	0.16



Dada una distancia horizontal $X = 0.30$ m. medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 35.6139^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

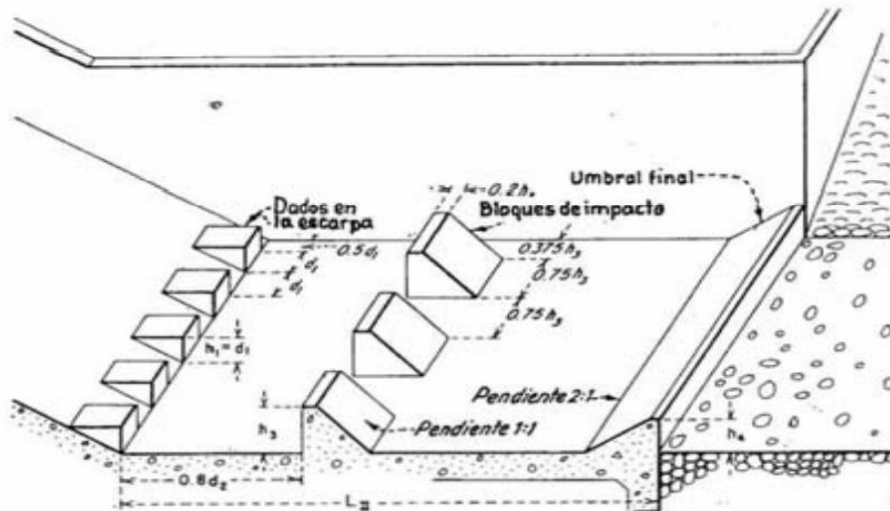
Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * L = 0.54$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 01)

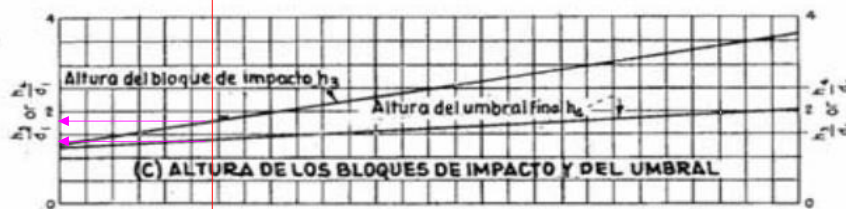
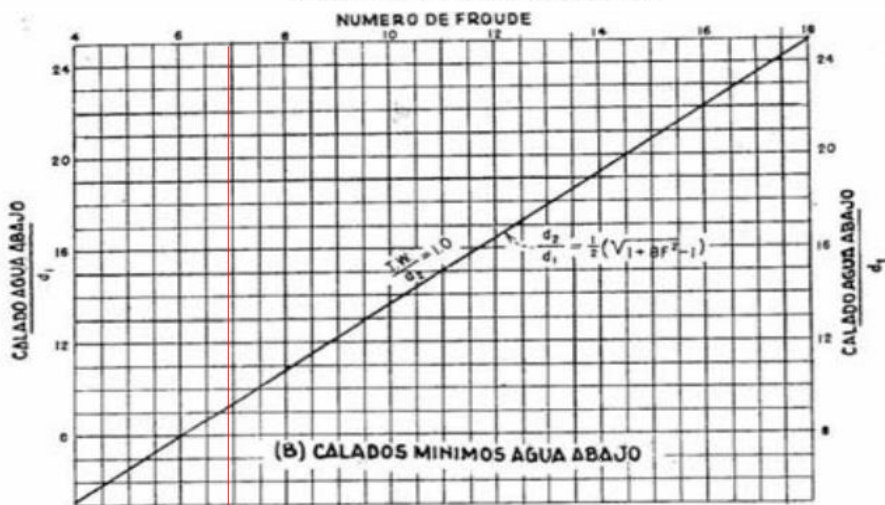
Tesis:	"DISEÑO HIDRÁULCO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"
--------	--

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

Como el N° de Froude es = 7.12, valor mayor que 4.5, y velocidad = 10, menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.60 \rightarrow L_{II} = 5.64$ Asumimos : $L_{II} = 6.00$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.211 \rightarrow h_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.35$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.211 \rightarrow a_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.35$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.211 \rightarrow s_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.25$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.11 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.225$

N° de Bloque Canal de Descarga N° = 33 \rightarrow 20.00 m = 20.00 m **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.82 \rightarrow y_1 = 0.21 \rightarrow h_3 = 0.4$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.50$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.25$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

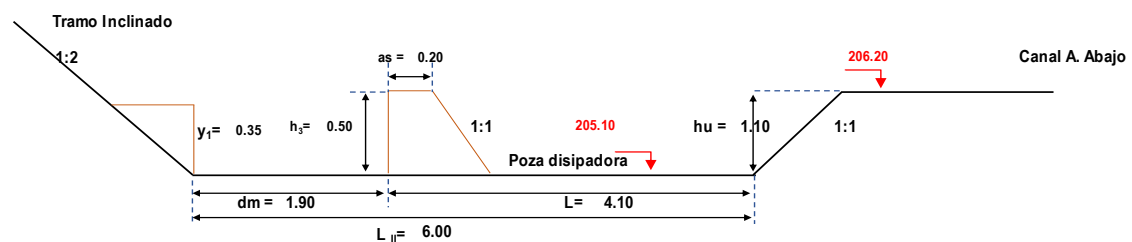
Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.74$
 Asumimos : $dm = 1.90$

N° de Datos \rightarrow N° = 20 \rightarrow 20.00 m = 20.00 m **CALCULO CORRECTO**

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.45 \rightarrow y_1 = 0.211 \rightarrow h_4 = 0.31 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

Talud de umbral : $Z_u = 2$



CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE VERTEDERO

$h_v = 1.50 \text{ m}$ $0.78 \text{ m} = h_{\text{LODO}}$
 $h_r = 0.55 \text{ m}$ $L = 20.00 \text{ m}$

Capacidad del Vertedero :

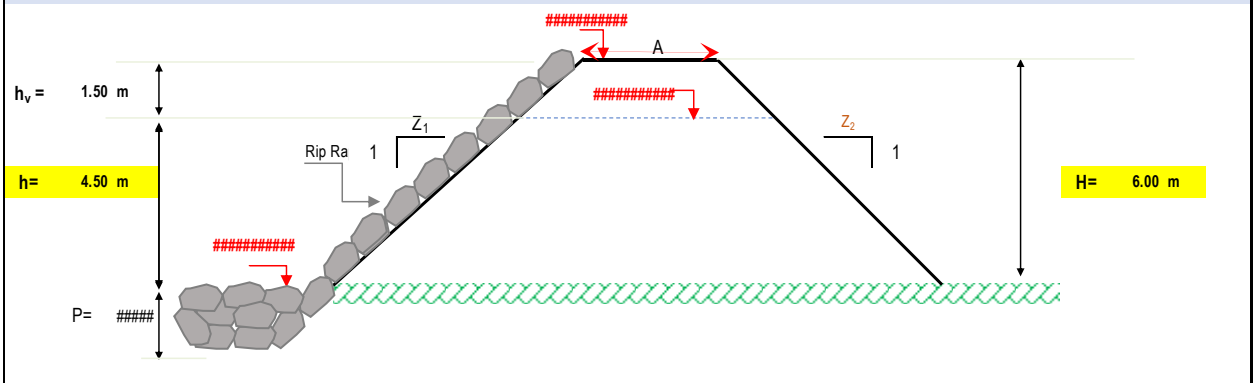
$Q_{\text{Líquido}} =$	25.40m³/s	Gasto Diseño
$Q_{\text{Lodos}} =$	43.05m³/s	Gasto Diseño Lodos
$g =$	9.81	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
$L =$	Longitud del Vertedero en m	
$L = L_v =$	20.00 m	
$h_r =$	0.55 m	
$h_{r\text{LODO}} =$	0.78 m	vertedero de seccion

$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$
 $h_r = \text{Altura de Agua sobre Remplazando datos :}$
 $h_r = 0.55 \text{ m}$

Altura de las alas laterales :
 $y_c = h_r = 0.78 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.17 \text{ m} \rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$

$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c \rightarrow h_v = 1.50 \text{ m}$

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.50 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.13 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.50 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona

Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto **A = 3.00 m**

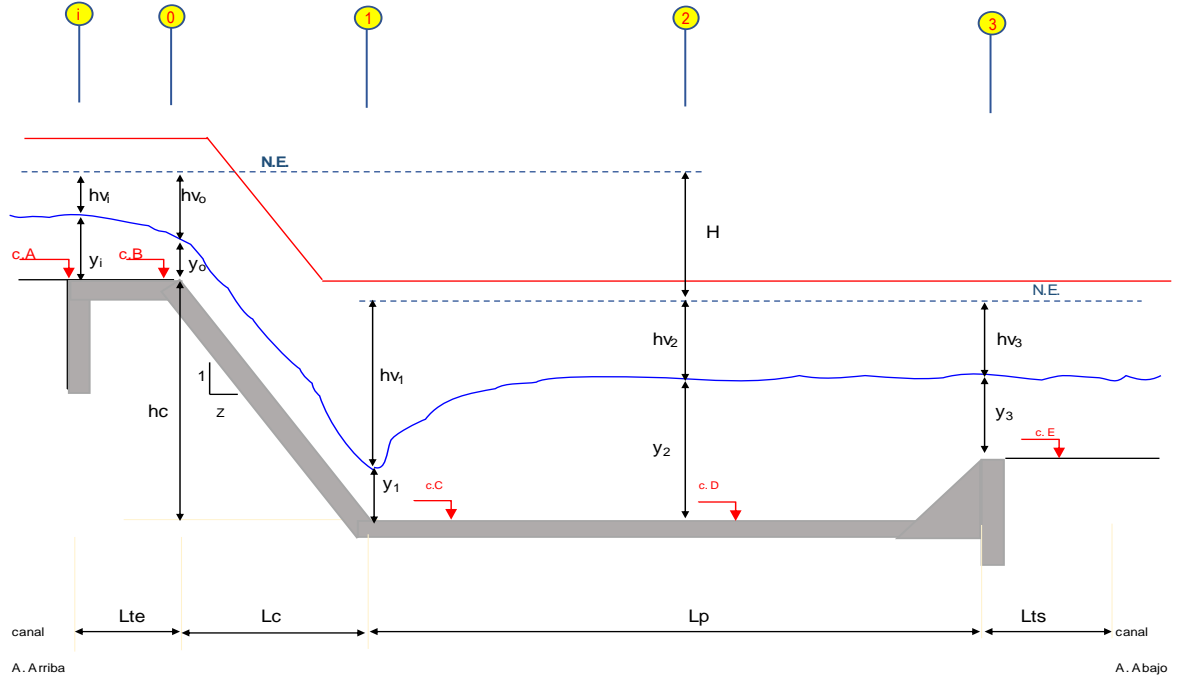
Taludes	
De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :	
Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
1.5 H : 1 V	2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 43.05$ $b_i = 20.00$ $S_i = 0.0010$ $n = 0.014$ $z_i = 0.0$
$Q^*n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$
$19.06 = [A^5 / P^2]^{1/3}$
Por Tanteo : Asumiendo $y = 1$
$19.06 = 19.06$
CALCULOS CORRECTOS
$y_i = 1.01$ $v_i = 2.1$ $h_{v_i} = 0.2$ $F_i = 0.7$ $b.l. = 0.3$
$H_i = 1.4 \rightarrow H_i = 1.50$

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 43.05$ $b_3 = 20.00$ $S_3 = 0.0150$ $n = 0.025$ $z_3 = 1.5$
$Q^*n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$
$8.790 = [A^5 / P^2]^{1/3}$
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.6$
$8.79 = 8.79$
CALCULOS CORRECTOS
$y_3 = 0.61$ $v_3 = 3.4$ $h_{v_3} = 0.6$ $F_3 = 1.4$ $b.l. = 0.2$
$H_3 = 0.8 \rightarrow H_3 = 1.50$

c. A : 224.500 ms.n.m c. B : 224.504 ms.n.m c. E : 220.000 ms.n.m c. C = c. D = 218.800 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$B \text{ (m)} = [18.78 * (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$ $B = 2.3$
Asumimos : $B = 20.00 \text{ m}$
Ancho de Poza de Disipación (m) : $B = 20.00$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$L_{te} \text{ (m)} : [((b_i / 2) + z_i * H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$ $L_{te} = 0.00$
Asumimos : $L_{te} = 0.00$
$L_{ts} \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 * H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$ $L_{ts} = 10.15$
Asumimos : $L_{ts} = 10.00$

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L \rightarrow st = 0.00000$ El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 2.15$	$y_c \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow y_c = 0.8$	$B = 20.00$
$v_c \text{ (m/s)} : Q / (y_c * B) \rightarrow v_c = 2.8$	$h_{vc} \text{ (m)} : v_c^2 / (2 * g) \rightarrow h_{vc} = 0.4$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4*yc/3$ hm = 1 → Asumimos : hm = 1.20

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

E.i (msnm) = E.0 (msnm)

Asumiendo : $y_o = 1.01$

$y_i + 1.1 * hv_i = y_o + 1.1 * hv_o$

E.0 = 1.263 ~ 1.263

donde : $hv_o = [Q^2 / (B * y_o)^2] / (2 * g)$

CALCULOS CORRECTOS

$hv_o = 0.2 / y_o^2$

v_o (m/s) : $Q / (y_o * B)$

$v_o = 2.1$

1.263 = $y_o + 0.3 / y_o^2$

hv_o (m) : $v_o^2 / (2 * g)$

$hv_o = 0.2$

Secciones 0 - 1 (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

E.0 (msnm) = E.1 (msnm) no se asuman pérdidas

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser \geq que 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo : $F = 6.5$

tirante conjugado menor (y_1)

$F^2 : v_1^2 / (g * y_1) = Q^2 / (B^2 * y_1^3 * g)$ de donde : y_1 (m) = $[Q^2 / (F^2 * B^2 * g)]^{1/3} \rightarrow y_1 = 0.22$

v_1 (m/s) : $Q / (y_1 * B) \rightarrow v_1 = 9.78$

$\rightarrow v_1 = 9.78$

hv_1 (m) : $v_1^2 / (2 * g) \rightarrow hv_1 = 4.88$

$\rightarrow hv_1 = 4.88$

Altura de Caída : (hc)

$y_o + hv_o + hc = y_1 + hv_1$

hc (m) : $(y_1 + hv_1) - (y_o + hv_o) \rightarrow hc = 3.86$

tirante conjugado mayor (y_2)

$[(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * hv_1) * 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * hv_2 = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g]$

2.389 = $y_2^2 / 2 + 0.5 / y_2$

Asumiendo : $y_2 = 2.079$

E.2 = 2.389 ~ 2.389 CALCULOS CORRECTOS

v_2 (m/s) : $Q / (y_2 * B) \rightarrow v_2 = 1$

$\rightarrow v_2 = 1$

hv_2 (m) : $v_2^2 / (2 * g) \rightarrow hv_2 = 0.06$

$\rightarrow hv_2 = 0.06$

Altura del Umbral : (h')

h' (m) : $(y_2 + hv_2) - (y_3 + hv_3) \rightarrow h' = 0.95$

$\rightarrow h' = 0.95$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

N.E.i = N.E.0 $c. A + y_i + 1.1 * hv_i = c. B + y_o + 1.1 * hv_o$

$c. B$ (msnm) : $[(c. A + y_i + 1.1 * hv_i) - (y_o + 1.1 * hv_o)] \rightarrow c. B = 224.504$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 4.50$$

Secciones 0 - '(Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = [Q^2 / (B^2 * y_1^2)] / (2 * g)$$

$$h_{v1} = 0.2 / y_1^2$$

$$5.736 = y_1 + 0.2 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.207$$

$$E.1 = 5.736 \sim 5.736 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 * B) \quad \rightarrow \quad v_1 = 10$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 * g) \quad \rightarrow \quad h_{v1} = 5.53$$

$$F = 7.3$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * h_{v1}) * 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * h_{v2} = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g)]$$

$$2.5 = y_2^2 / 2 + 0.5 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 2.15$$

$$E.2 = 2.537 \sim 2.537 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 * B) \quad \rightarrow \quad v_2 = 1$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 * g) \quad \rightarrow \quad h_{v2} = 0.1$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \quad \rightarrow \quad 5.506 > 2.15 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 1.014 \quad \rightarrow \quad \text{Asumimos : } h' = 1.20$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 219$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$221.003 \leq 221.189 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 7.32 > 4.50$ y $v1 = 10 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 2.20$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1.3$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 3.46$$

Asumimos : $hp = 2.60$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 9$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_o \longrightarrow \tan \emptyset_o = st \rightarrow st = \tan \emptyset_o = 0.00 \rightarrow \emptyset_o = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_o <= 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $\cos \emptyset_o = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1/Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_o <= 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayec 0.1, se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (r \rightarrow LT (m) : $(\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_o) * 2 * hvo * \cos^2 \emptyset_o = 0.5$

Asumimos LT = 0.60

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \emptyset_o + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_o)]$$

Tabulación:

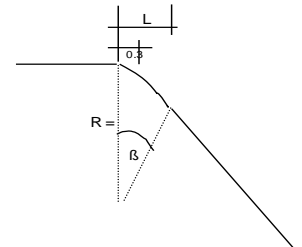
En la práctica para caudales pequeños $Q <= 1.0$ m³/s, se traza una curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :

	X	Y
LT =	0.00	0.00
	0.10	0.01
	0.20	0.02
	0.30	0.05
	0.40	0.09
	0.60	0.20
LT = 0.54	0.16	

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_o^2 / (K * g * \cos \emptyset_o)$$

$$R = 0.934$$



Dada una distancia horizontal: 0.30 m. medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 35.6139^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * L = 0.54$

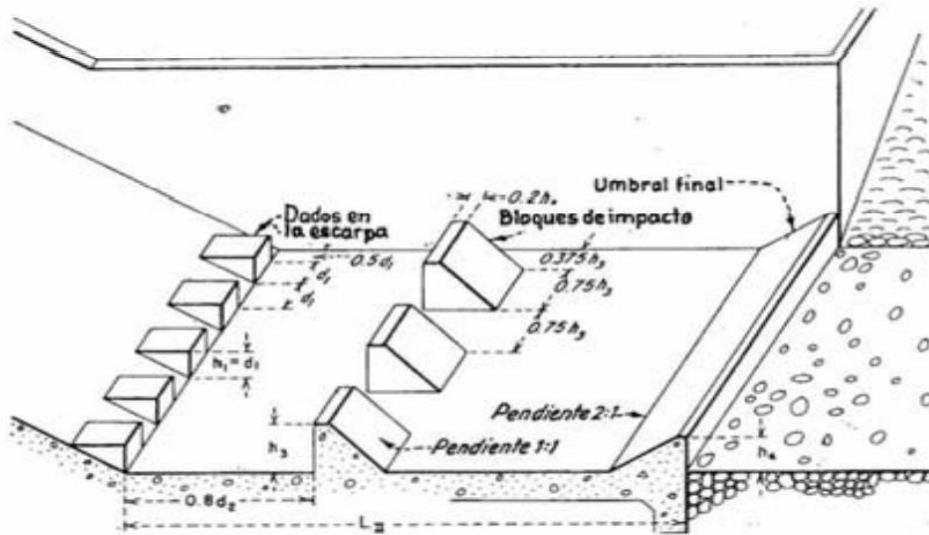
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis:

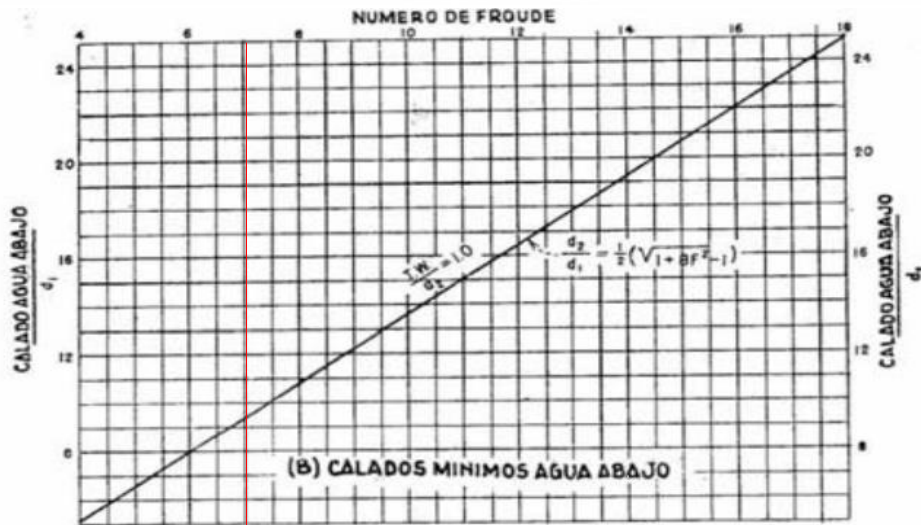
"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

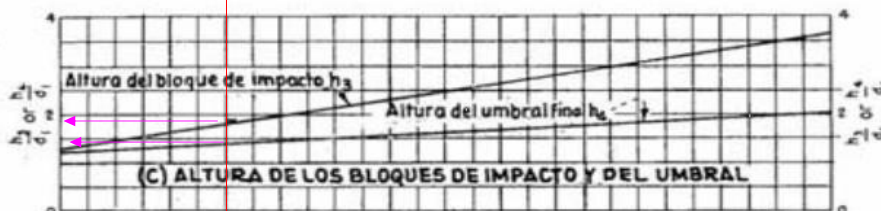
Como el N° de Froude es = 7.3 , valor mayor que 4.5, y velocidad = 10 , menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CÁLADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL LOS COLORADOS (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitu del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.59 \rightarrow L_{II} = 5.70$ Asumimos : $L_{II} = 6.50$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.207 \rightarrow h_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.35$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.207 \rightarrow a_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.35$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.207 \rightarrow s_1 = 0.21 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.25$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.10 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.225$

N° de Bloque Canal de Descarga N° = 33 \rightarrow 20.00 m = 20.00 m **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.86 \rightarrow y_1 = 0.21 \rightarrow h_3 = 0.4$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.50$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.25$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.76$

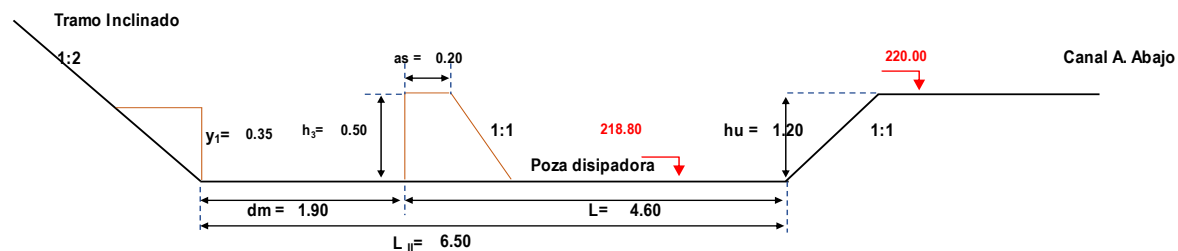
Asumimos : $dm = 1.90$

N° de Dados \rightarrow N° = 20 \rightarrow 20.00 m = 20.00 m **CALCULO CORRECTO**

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.45 \rightarrow y_1 = 0.207 \rightarrow h_4 = 0.30 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

Talud de umbral : $Z_u = 2$

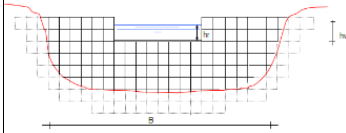


CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE VERTEDERO



$$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

h_r = Altura de Agua sobre Vertedero
Reemplazando datos :

$Q_{Liquido} =$	4.40 m ³ /s	Gasto Diseño
$Q_{Lodos} =$	7.21 m ³ /s	Gasto Diseño Lodos
$g =$	9.81	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
$L =$	Longitud del Vertedero en m	
$L = L_v =$	7.50 m	
$h_r =$	0.33 m	(Altura de agua sobre el vertedero de seccion rectangular con Gasto de Lodos y Piedras).
$h_{rLodo} =$	0.46 m	

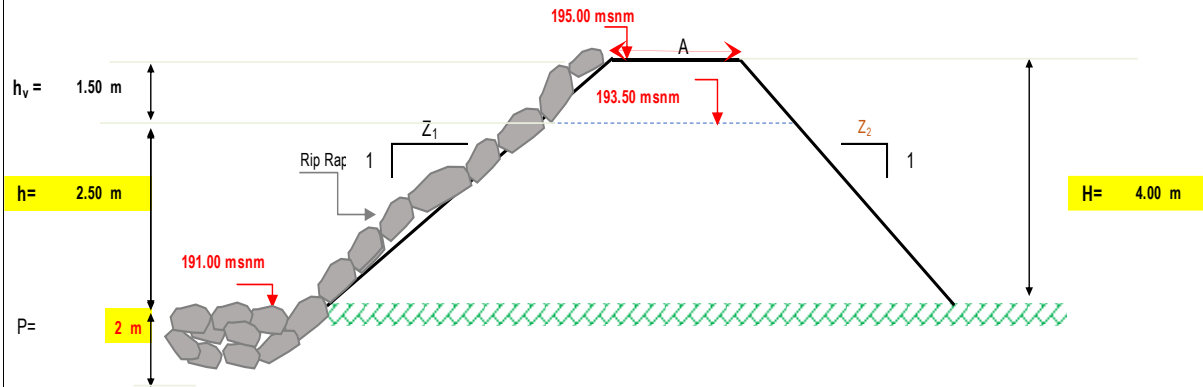
$h_v =$	1.50 m	0.46 m	$= h_{rLodo}$
$h_r =$	0.33 m	$L =$	7.50 m

Altura de las alas laterales :

$y_c = h_r =$ 0.46 m $\rightarrow h_v =$ 0.69 m $\rightarrow h_v =$ 1.50 m

$$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$$

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra \rightarrow Flexible \rightarrow Mixtas \rightarrow Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 2.69$ m	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.00$ m	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.10$ m

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona

Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Por lo tanto A = 3.00 m

Taludes

De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :

Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
2 H : 1 V	2 H : 1 V

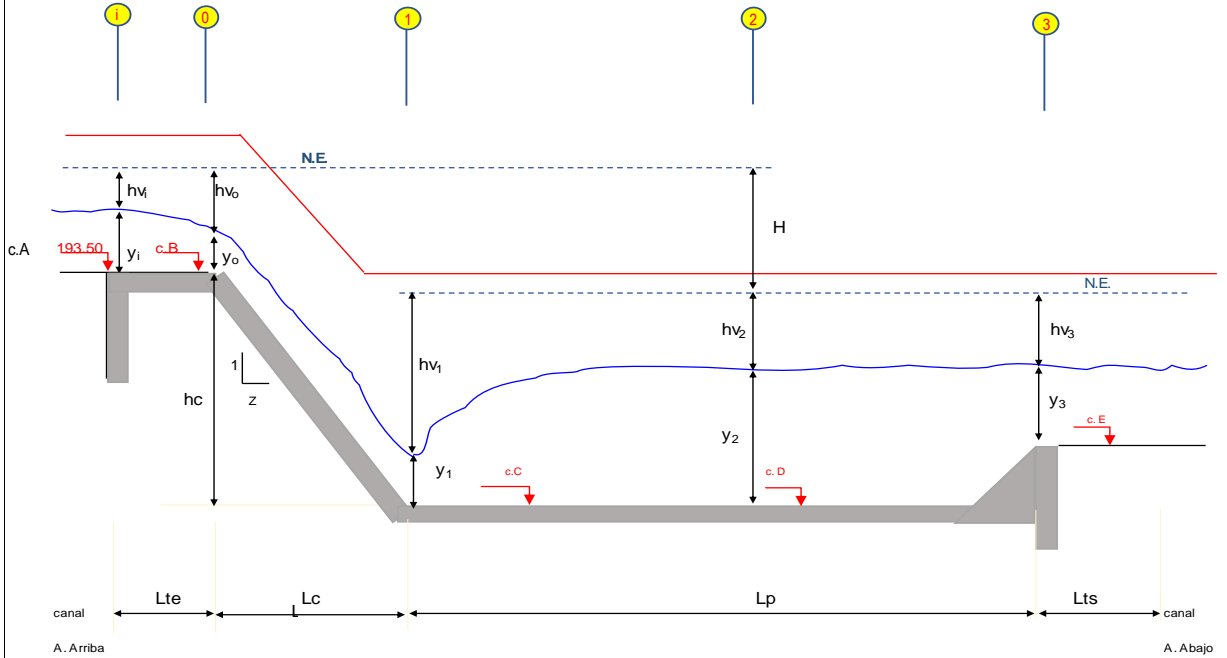
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 7.21$	$b_1 = 7.50$	$S_1 = 0.0010$	$n = 0.014$	$z_1 = 0.0$
$Q^*n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$3.19 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y = 0.64$				
$3.19 = 3.19$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_1 = 0.64$	$v_1 = 1.5$	$h_{v1} = 0.12$	$F_1 = 0.6$	$b.l. = 0.2$
$H_i = 0.9 \rightarrow H_i = 1.50$				

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 7.21$	$b_3 = 7.50$	$S_3 = 0.0113$	$n = 0.035$	$z_3 = 0.0$
$Q^*n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$2.370 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.528$				
$2.37 = 2.37$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_3 = 0.53$	$v_3 = 1.8$	$h_{v3} = 0.2$	$F_3 = 0.8$	$b.l. = 0.2$
$H_3 = 0.7 \rightarrow H_3 = 1.20$				

c. A : 193.500 ms.n.m c. B = 193.504 ms.n.m c. E : 191.000 ms.n.m c. C = c. D = 190.000 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$B \text{ (m)} = [18.78 * (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$	$B = 2.910$
Asumimos : $B = 7.50 \text{ m}$	
Ancho de Poza de Disipación (m) :	$B = 7.50$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$L_{te} \text{ (m)} = [((b_1 / 2) + z_1 * H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$L_{te} = 0.00$
Asumimos : $L_{te} = 0.00$	
$L_{ts} \text{ (m)} = [((b_3 / 2) + z_3 * H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$L_{ts} = 0.00$
Asumimos : $L_{ts} = 10.00$	

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / L_t \rightarrow st = 0.00000$

El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 0.96$	$y_c \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow y_c = 0.5$	$B = 7.50$
$vc \text{ (m/s)} : Q / (y_c * B) \rightarrow vc = 2.14$	$h_{vc} \text{ (m)} : vc^2 / (2 * g) \rightarrow h_{vc} = 0.2$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4*yc/3$ hm = 0.6 → Asumimos : hm = 1.00

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

E.i (msnm) = E.0 (msnm)	Asumiendo : $y_0 = 0.64$
$y_1 + 1.1 * hv_1 = y_0 + 1.1 * hv_0$	E.0 = 0.770 ~ 0.770
donde : $hv_0 = [Q^2 / (B*y_0)^2] / (2*g)$	CALCULOS CORRECTOS
$hv_0 = 0 / y_0^2$	v_0 (m/s) : $Q / (y_0 * B)$ $v_0 = 1.5$
$0.770 = y_0 + 0.05 / y_0^2$	hv_0 (m) : $v_0^2 / (2*g)$ $hv_0 = 0.1$

Secciones 0 - ' (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

E.0 (msnm) = E.1 (msnm) no se asuman pérdidas

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser \geq que 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo : $F = 6.5$	tirante conjugado menor (y1)	
$F^2 : v_1^2 / (g * y_1) = Q^2 / (B^2 * y_1^3 * g)$	de donde : y_1 (m) = $[Q^2 / (F^2 * B^2 * g)]^{1/3}$ →	$y_1 = 0.13$
	v_1 (m/s) : $Q / (y_1 * B)$ →	$v_1 = 7.39$
	hv_1 (m) : $v_1^2 / (2*g)$ →	$hv_1 = 2.78$

Altura de Caída : (hc)

$$y_0 + hv_0 + hc = y_1 + hv_1$$

$$hc \text{ (m)} : (y_1 + hv_1) - (y_0 + hv_0) \rightarrow hc = 2.16$$

tirante conjugado mayor (y2)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 * y_1 * hv_1) * 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 * y_2 * hv_2] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 * y_2 * g)]$$

$$0.804 = y_2^2 / 2 + 0.094 / y_2$$

Asumiendo :	$y_2 = 1.205$	
	E.2 = 0.804 ~ 0.804	CALCULOS CORRECTOS

v_2 (m/s) : $Q / (y_2 * B)$	→	$v_2 = 0.8$
hv_2 (m) : $v_2^2 / (2*g)$	→	$hv_2 = 0.03$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} : (y_2 + hv_2) - (y_3 + hv_3) \rightarrow h' = 0.54$$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

N.E.i = N.E.0	c. A + $y_1 + 1.1 * hv_1$ = c. B + $y_0 + 1.1 * hv_0$	
	c. B (msnm) : $[(c. A + y_1 + 1.1 * hv_1) - (y_0 + 1.1 * hv_0)]$ →	c. B = 193.504

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 2.50$$

Secciones 0 - '(Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = \frac{[Q^2 / (B \cdot y_1)^2]}{(2 \cdot g)}$$

$$h_{v1} = 0 / y_1^2$$

$$3.254 = y_1 + 0.05 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.123$$

$$E.1 = 3.254 \sim 3.254 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 7.85$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v1} = 3.14$$

$$F = 7.16$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v2}] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$0.855 = y_2^2 / 2 + 0.094 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 1.25$$

$$E.2 = 0.855 \sim 0.855 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 0.77$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v2} = 0.030$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \quad \longrightarrow \quad 3.144 > 1.25 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 0.581 \rightarrow \text{Asumimos : } h' = 1.00$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 190$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$191.278 \leq 191.698 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 7.16 > 4.50$ y $v_1 = 7.9 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 1.27$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 0.91$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 2.18$$

Asumimos : $hp = 2.50$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 5$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : $\emptyset_0 \longrightarrow \tan \emptyset_0 = st \rightarrow st = \tan \emptyset_0 = 0.00 \rightarrow \emptyset_0 = 0^\circ$

Para ángulos : $\emptyset_0 < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayectoria 0.1, se tiene que : $\cos \emptyset_0 = 1.0$

Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : $\emptyset_L \longrightarrow \tan \emptyset_L = 1 / Z \rightarrow \tan \emptyset_L = 0.50$

Para ángulos : $\emptyset_0 < 6^\circ$ ó Pendientes en el tramo antes de la trayectoria 0.1, se tiene que : $K = 0.50$

Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (m) $\rightarrow LT (m) : (\tan \emptyset_L - \tan \emptyset_0) * 2 * hvo * \cos^2 \emptyset_0 = 0.22$

Asumimos $LT = 0.60$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \emptyset_0 + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \emptyset_0)]$$

Tabulación :

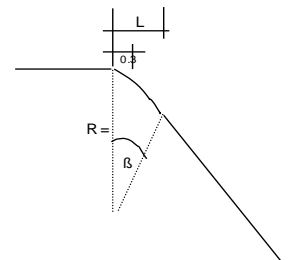
En la práctica para caudales pequeños $Q < 1.0$ m³/s, se traza una curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_0^2 / (K * g * \cos \emptyset_0)$$

$$R = 0.453$$

X	Y
LT = 0.00	0.00
0.10	0.01
0.20	0.05
0.30	0.10
0.40	0.18
0.60	0.41
LT = 0.26	0.08



Dada una distancia horizontal $X = 0.30$ m. medida desde el origen de la

trayectoria con un ángulo $(\beta / 2)$, se tiene que : $\tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 67.0292^\circ$

Angulo de la curva del piso ($^\circ$) : Asumimos : $\rightarrow \beta = 30.00^\circ$

Longitud horizontal de la trayectoria : $\tan \beta * FL = 0.26$

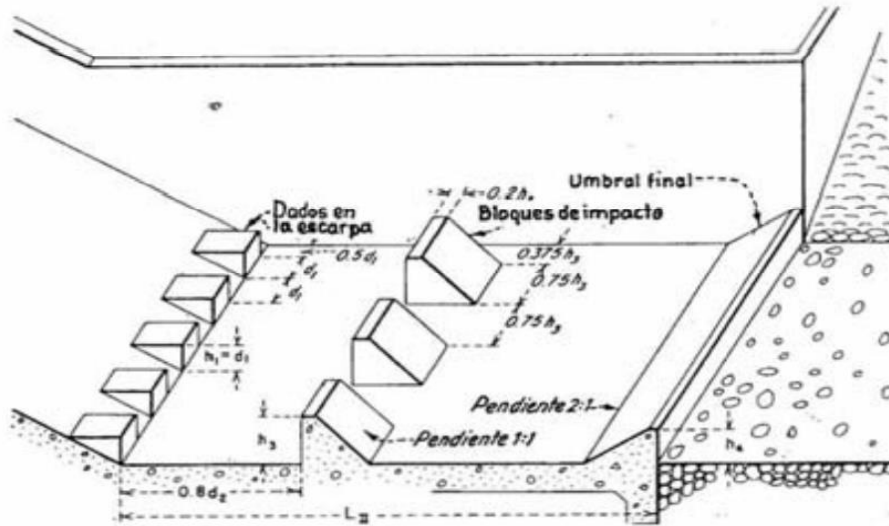
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

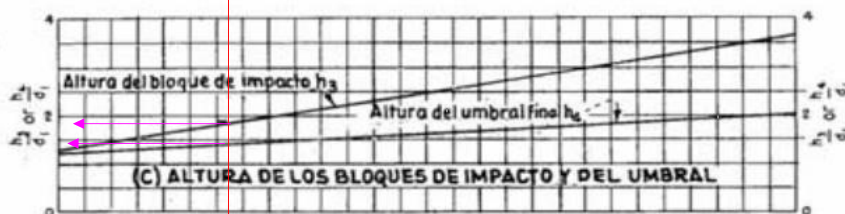
Como el N° de Froude es = 7.16 , valor mayor que 4.5, y velocidad = 7.9 , menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MINIMOS AGUA ABAJO



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES DE IMPACTO Y DEL UMBRAL



(D) LONGITUD DEL RESALTO

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.59 \rightarrow L_{II} = 3.28$ Asumimos : $L_{II} = 5.00$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.123 \rightarrow h_1 = 0.12 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.30$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.123 \rightarrow a_1 = 0.12 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.30$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.123 \rightarrow s_1 = 0.12 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.20$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.06 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.100$

N° de Bloque Canal de Descarga N° = 15 $\rightarrow 7.50 \text{ m} = 7.50 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 1.83 \rightarrow y_1 = 0.12 \rightarrow h_3 = 0.2$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.45$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.175$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.02$

Asumimos : $dm = 1.40$

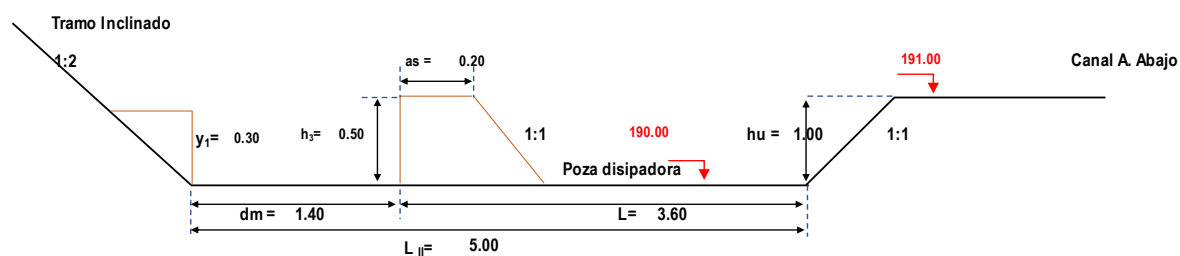
N° de Dados $\rightarrow N° = 8 \rightarrow 7.50 \text{ m} = 7.50 \text{ m}$

CALCULO CORRECTO

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.45 \rightarrow y_1 = 0.123 \rightarrow h_4 = 0.18 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

Talud de umbral : $Z_u = 2$

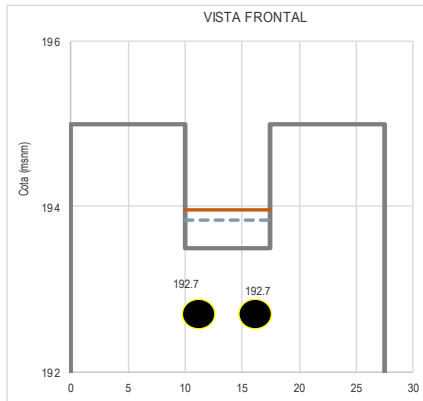
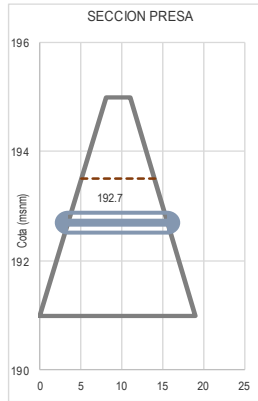


CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 01)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE MECHINALES



Dimensiones de Verterero		
L (m)	Altura Vertedero (m)	Cota Vertedero (msnm)
7.50 m	1.50 m	193.50

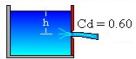
Recomendaciones :

Tipo de Ubicación	Tres Bolillos		
Distancia entre orificios	> 15 DN →	12.00 m	5.00 m
Separación entre Hileras	> 7.5 DN →		6.00 m
Siendo →		h =	2.50 m
Numero de Hileras →	0.42 m	Minimo →	1.00 m
Primera Hilera →	N° Tubos =		2
		Cota	192.7

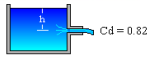
Caudal que pasa por cada Orificio

$$Q = C_d * A_o \sqrt{2gh}$$

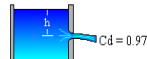
Orificio de pared delgada



Orificio con salida de tubo



Orificio de pared abocinada



Donde :

Q : Caudal , [m³/s]

Cd = Cc x Cv : coeficiente de descarga.

Ao : area del orificio , [m²]

h : carga sobre el orificio (altura de la superficie del agua hasta el centro del orificio); [m]

Datos :

h = 0.8 m

Cd = 0.82

→ Orificio con salida de tubo

A₀ = 0.5 m

QParcial

N° Orificios

Caudal Total

1.63 m³/s

2

3.27 m³/s

Diametro Tuberia

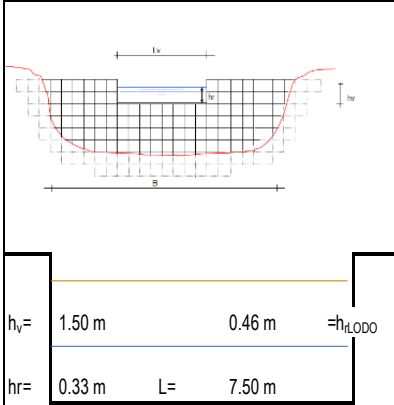
DN mm	DN Equiv. (pulg)	Area (m ²)
800	32	0.503

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis:

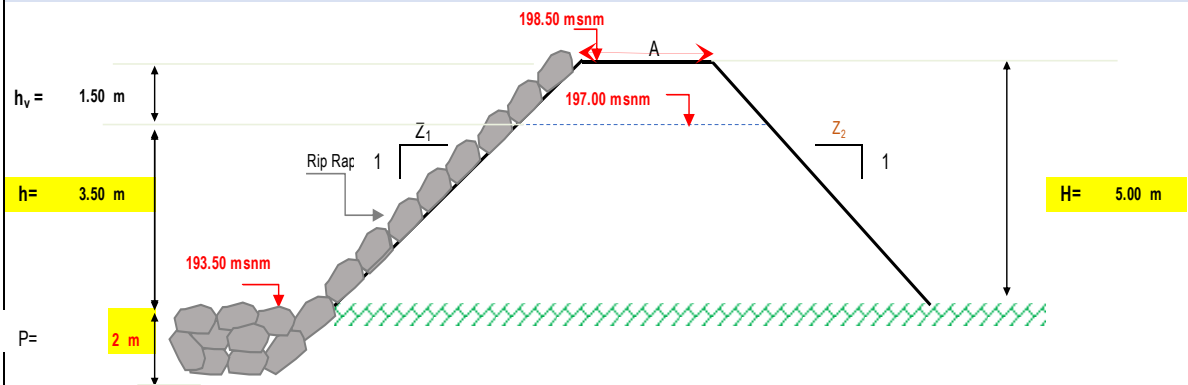
"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE VERTEDERO



Capacidad del Vertedero :		
$h_r = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{\frac{1}{3}}$	$Q_{Líquido} =$ 4.40m ³ /s	Gasto Diseño
	$Q_{Lodos} =$ 7.21m ³ /s	Gasto Diseño Lodos
	$g =$ 9.81	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
	$L =$ Longitud del Vertedero en m	
$h_r =$ Altura de Agua sobre Remplazando dabs :	$L = L_v =$ 7.50 m	
	$h_r =$ 0.33 m	
	$h_{rLODO} =$ 0.46 m	(Altura de agua sobre el vertedero de seccion rectangular con Gasto de Lodos y Piedras).
Altura de las alas laterales :	$h_v = H_c = \frac{3}{2} * y_c$	
$y_c = h_r =$ 0.46 m	$\rightarrow h_v =$ 0.69 m	$\rightarrow h_v =$ 1.50 m

DISEÑO GENERAL DE LA PRESA



Tipo de Presa : Tierra → Flexible → Mixtas → Estructura construida con tierra, y con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos

Ancho Corona (A)

El Código Japonés de 1957	La Instrucción para el Proyecto de Presas, española del año 1967	Bureau of Reclamation (EEUU, 1977)
$A = 3.6(H)^{0.33} - 3 \rightarrow A = 3.12 \text{ m}$	$A = 3 + 1.5(H - 15)^{0.333} \rightarrow A = 7.07 \text{ m}$	$A = 0.25(H) + 3.30 \rightarrow A = 4.30 \text{ m}$

Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona	
Altura de Presa (m)	Ancho de Corona (m)
< 12	3
12 a 45	4.5
> 45	6
<ul style="list-style-type: none"> - Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m - Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m. 	

Por lo tanto

A = 3.00 m

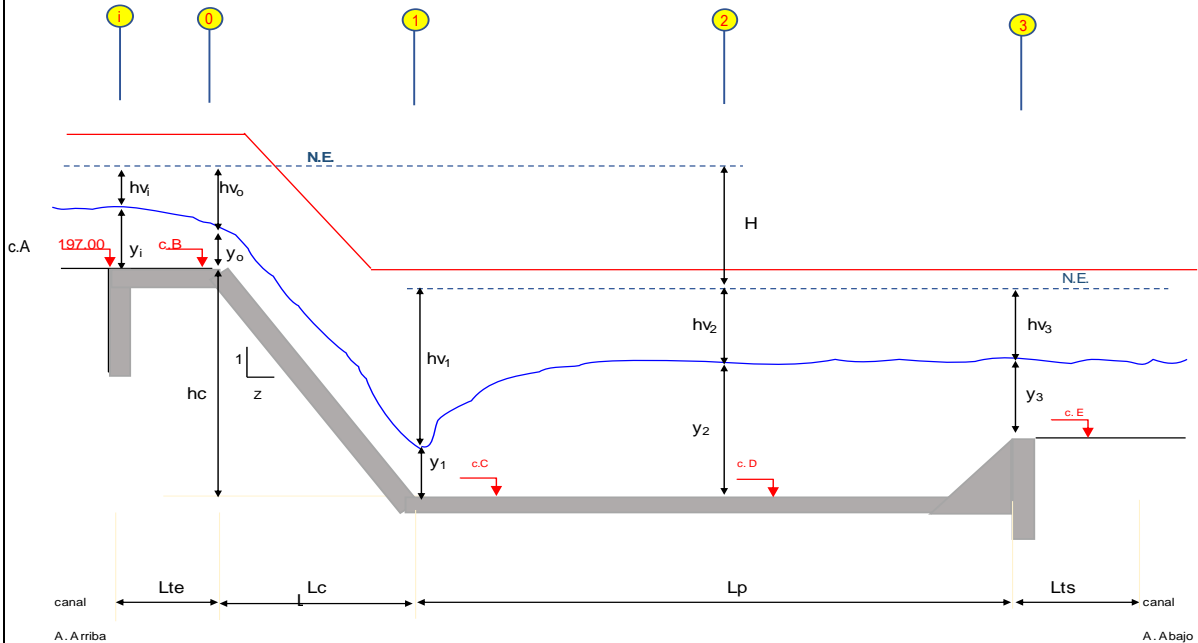
Taludes	
De acuerdo a los recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) para presas de Tierras se adopta :	
Talud aguas arriba (Z ₁)	Talud aguas abajo (Z ₂)
2 H : 1 V	2 H : 1 V

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE POZA DISIPADORA

ESQUEMA DE CALCULO



Características del Canal Aguas Arriba

$Q = 7.21$	$b_i = 7.50$	$S_i = 0.0010$	$n = 0.014$	$z_i = 0.0$
$Q \cdot n / S^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$3.19 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y = 0.64$				
$3.19 = 3.19$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_i = 0.64$	$v_i = 1.5$	$h_{v_i} = 0.12$	$F_i = 0.6$	$b.l. = 0.2$
$H_i = 0.9 \rightarrow H_i = 1.50$				

Características del Canal Aguas Abajo

$Q = 7.21$	$b_3 = 7.50$	$S_3 = 0.0237$	$n = 0.035$	$z_3 = 0.0$
$Q \cdot n / S_3^{1/2} = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
$1.640 = [A^5 / P^2]^{1/3}$				
Por Tanteo : Asumiendo $y_3 = 0.419$				
$1.64 = 1.64$				
CALCULOS CORRECTOS				
$y_3 = 0.42$	$v_3 = 2.3$	$h_{v_3} = 0.3$	$F_3 = 1.1$	$b.l. = 0.1$
$H_3 = 0.6 \rightarrow H_3 = 1.20$				

c. A : 197.000 ms.n.m c. B = 197.004 ms.n.m c. E : 193.500 ms.n.m c. C = c. D = 192.500 ms.n.m

Cálculo de Ancho de Poza de Disipación (B)

$B \text{ (m)} = [18.78 \cdot (Q)^{1/2}] / (10.11 + Q)$	$B = 2.910$
Asumimos : $B = 7.50 \text{ m}$	
Ancho de Poza de Disipación (m) :	$B = 7.50$

Longitud de transición de entrada (Lte) y salida (Lts)

$Lte \text{ (m)} : [((b_i / 2) + z_i \cdot H_i) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$Lte = 0.00$
Asumimos : $Lte = 0.00$	
$Lts \text{ (m)} : [((b_3 / 2) + z_3 \cdot H_3) - B / 2] / [\tan(12^\circ 30')]$	$Lts = 0.00$
Asumimos : $Lts = 10.00$	

Pendiente en el tramo de transición : $(c.A - c.B) / Lt \rightarrow st = 0.00000$ El tramo inclinado tendrá una pendiente : $Z = 2$

Tirante Crítico (yc)

Caudal unitario (m ³ /s-m) : $Q / B \rightarrow q = 0.96$	$yc \text{ (m)} : (q^2 / g)^{1/3} \rightarrow yc = 0.5$	$B = 7.50$
$vc \text{ (m/s)} : Q / (yc \cdot B) \rightarrow vc = 2.1$	$hvc \text{ (m)} : vc^2 / (2 \cdot g) \rightarrow hvc = 0.2$	

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de muros en el tramo inclinado (m) : $4 \cdot y_c / 3$ $h_m = 0.6$ \rightarrow Asumimos : $h_m = 1.00$

Niveles de Energía en cada una de las Secciones

Secciones i - 0 (Inicio de transición de entrada y Fin de transición de entrada y/o Inicio de tramo inclinado)

$$E.i \text{ (msnm)} = E.0 \text{ (msnm)}$$

Asumiendo : $y_o = 0.64$

$$y_i + 1.1 \cdot h_{v_i} = y_o + 1.1 \cdot h_{v_o}$$

$$E.0 = 0.770 \sim 0.770$$

donde : $h_{v_o} = [Q^2 / (B \cdot y_o)^2] / (2 \cdot g)$

CALCULOS CORRECTOS

$$h_{v_o} = 0 / y_o^2$$

$$v_o \text{ (m/s)} : Q / (y_o \cdot B)$$

$$v_o = 1.5$$

$$0.770 = y_o + 0.05 / y_o^2$$

$$h_{v_o} \text{ (m)} : v_o^2 / (2 \cdot g)$$

$$h_{v_o} = 0.1$$

Secciones 0 - 1 (Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$E.0 \text{ (msnm)} = E.1 \text{ (msnm)} \quad \text{no se asumirán pérdidas}$$

Caso I : No se conoce Altura de Caída

Cuando se tiene este caso los valores del N° de Froude deben de ser $> =$ que 5.5 para obtener un buen salto hidráulico

Asumiendo : $F = 6.5$

tirante conjugado menor (y_1)

$$F^2 : v_1^2 / (g \cdot y_1) = Q^2 / (B^2 \cdot y_1^3 \cdot g) \quad \text{de donde :} \quad y_1 \text{ (m)} = [Q^2 / (F^2 \cdot B^2 \cdot g)]^{1/3} \rightarrow y_1 = 0.13$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \rightarrow v_1 = 7.39$$

$$h_{v_1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v_1} = 2.78$$

Altura de Caída : (h_c)

$$y_o + h_{v_o} + h_c = y_1 + h_{v_1}$$

$$h_c \text{ (m)} : (y_1 + h_{v_1}) - (y_o + h_{v_o}) \rightarrow h_c = 2.16$$

tirante conjugado mayor (y_2)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v_1}) \cdot 1.1 = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v_2}] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$0.804 = y_2^2 / 2 + 0.1 / y_2$$

Asumiendo : $y_2 = 1.205$

$$E.2 = 0.804 \sim 0.804 \quad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \rightarrow v_2 = 0.8$$

$$h_{v_2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \rightarrow h_{v_2} = 0.03$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} : (y_2 + h_{v_2}) - (y_3 + h_{v_3}) \rightarrow h' = 0.55$$

Caso II : Se conoce Altura de Caída

Cálculo de cota B : (c. B)

$$N.E.i = N.E.0$$

$$c. A + y_i + 1.1 \cdot h_{v_i} = c. B + y_o + 1.1 \cdot h_{v_o}$$

$$c. B \text{ (msnm)} : [(c. A + y_i + 1.1 \cdot h_{v_i}) - (y_o + 1.1 \cdot h_{v_o})] \rightarrow c. B = 197.004$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis: "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Altura de Caída : (hc)

$$hc \text{ (m)} = c. B - c. E \qquad hc = 3.50$$

Secciones 0 - '(Fin de transición de entrada o Inicio de tramo inclinado y Fin de tramo inclinado)

$$y_0 + h_{v0} + hc = y_1 + h_{v1} \qquad \text{donde : } h_{v1} = [Q^2 / (B \cdot y_1)^2] / (2 \cdot g)$$

$$h_{v1} = 0 / y_1^2$$

$$4.254 = y_1 + 0.05 / y_1^2$$

Asumiendo :

$$y_1 = 0.106$$

$$E.1 = 4.254 \sim 4.254 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_1 \text{ (m/s)} : Q / (y_1 \cdot B) \qquad \rightarrow \qquad v_1 = 9$$

$$h_{v1} \text{ (m)} : v_1^2 / (2 \cdot g) \qquad \rightarrow \qquad h_{v1} = 4.16$$

$$F = 8.8$$

tirante conjugado mayor (y₂)

$$[(y_1^2 / 2 + 2 \cdot y_1 \cdot h_{v1}) \cdot 1.1] = [y_2^2 / 2 + 2 \cdot y_2 \cdot h_{v2}] = [y_2^2 / 2 + Q^2 / (B^2 \cdot y_2 \cdot g)]$$

$$0.980 = y_2^2 / 2 + 0.1 / y_2$$

Asumiendo :

$$y_2 = 1.35$$

$$E.2 = 0.980 \sim 0.980 \text{ CALCULOS CORRECTOS}$$

$$v_2 \text{ (m/s)} : Q / (y_2 \cdot B) \qquad \rightarrow \qquad v_2 = 0.71$$

$$h_{v2} \text{ (m)} : v_2^2 / (2 \cdot g) \qquad \rightarrow \qquad h_{v2} = 0.030$$

Condición del Salto Hidráulico

Para que el salto hidráulico se produzca en la poza, se debe cumplir con :

$$hc + y_0 > y_2 \qquad \rightarrow \qquad 4.144 > 1.35 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

Altura del Umbral : (h')

$$h' \text{ (m)} = (y_2 + h_{v2}) - (y_3 + h_{v3}) \qquad h' = 0.690 \qquad \rightarrow \qquad \text{Asumimos : } h' = 1.00$$

Cálculo de cota C y D : (c. C y c. D)

Las cotas c. C y c. D, son iguales por tener el fondo de la poza igual nivel

$$N.E.2 = N.E.3$$

$$c. C \text{ (msnm)} = c. E - h'$$

$$c. C = c. D = 193$$

Verificación de los Niveles de Energía

Para asegurar que el resalto esté contenido dentro de la poza de disipación, se verifica que el nivel de energía en la sección 2 del resalto hidráulico (flujo sub-crítico) es \leq que el nivel de energía en la sección 3 o sea en el canal aguas abajo de la caída inclinada

$$c. C + y_2 + h_{v2} \leq c. E + y_3 + h_{v3}$$

$$193.879 \leq 194.189 \qquad \text{CALCULOS CORRECTOS}$$

CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Estructura : "DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Poza Disipadora

Como el N° de Froude es: $F1 = 8.84 > 4.50$ y $v_1 = 9 < 15$ m/s

el tipo de tanque a usar es del tipo II, motivo por el cual el valor del tirante conjugado mayor debe ser aumentado en 2%

$$1.02 * y_2, (m) \longrightarrow y_2 = 1.38$$

Bordo Libre en la Poza de Disipación : (b.l)

$$b.l (m) : 0.1 * (v_1 + y_2)$$

$$b.l = 1.04$$

Profundidad de Poza Disipadora : (hp)

$$hp (m) = y_2 + b.l$$

$$hp = 2.42$$

$$\text{Asumimos : } hp = 2.50$$

Longitud de tramo inclinado : (Lti)

$$Lti (m) = hc * Z$$

$$Lti = 7$$

Diseño de la Trayectoria de la Caída

Por ser el caudal $Q > 1.0$ m³/s, consideraremos que la trayectoria será de forma parabólica :

$$\text{Angulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria : } \varnothing_o \longrightarrow \tan \varnothing_o = st \rightarrow st = \tan \varnothing_o = 0.00 \rightarrow \varnothing_o = 0^\circ$$

$$\text{Para ángulos : } \varnothing_o < = 6^\circ \text{ ó Pendientes en el tramo antes de la trayectr } 0.1, \text{ se tiene que : } \cos \varnothing_o = 1.0$$

$$\text{Angulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria : } \varnothing_L \longrightarrow \tan \varnothing_L = 1 / Z \rightarrow \tan \varnothing_L = 0.50$$

$$\text{Para ángulos : } \varnothing_o < = 6^\circ \text{ ó Pendientes en el tramo antes de la trayectr } 0.1, \text{ se tiene que : } K = 0.50$$

$$\text{Longitud horizontal medida desde el origen hacia el fin de la trayectoria (m)} \rightarrow LT (m) : (\tan \varnothing_L - \tan \varnothing_o) * 2 * hvo * \cos^2 \varnothing_o = 0.22$$

$$\text{Asumimos } LT = 0.60$$

Coordenadas de Puntos en la Trayectoria

Distancia horizontal (X) Distancia horizontal medida desde el origen hacia un punto sobre la trayectoria (m)

Cálculo de la distancia vertical (Y) Distancia vertical medida desde el origen hacia el punto X en la trayectoria (m)

$$Y (m) = X * \tan \varnothing_o + [(K * X^2) / (4 * hvo * \cos^2 \varnothing_o)]$$

Tabulación :

En la práctica para caudales pequeños $Q < = 1.0$ m³/s, se traza una

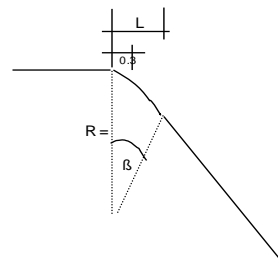
curva circular obteniendo el boleto de la arista con datos :

Radio de la curva del piso (m)

$$R = v_o^2 / (K * g * \cos \varnothing_o)$$

$$R = 0.453$$

	X	Y
LT =	0.00	0.00
	0.10	0.01
	0.20	0.05
	0.30	0.10
	0.40	0.18
	0.60	0.41
LT =	0.26	0.08



Dada una distancia horizontal $X = 0.30$ m, medida desde el origen de la

$$\text{trayectoria con un ángulo } (\beta / 2), \text{ se tiene que : } \tan (\beta / 2) = X / R \rightarrow \beta = 2 * \text{atan} (X / R) \rightarrow \beta = 67.0292^\circ$$

$$\text{Angulo de la curva del piso } (^\circ) : \text{Asumimos } \rightarrow \beta = 30.00^\circ$$

$$\text{Longitud horizontal de la trayectoria : } \tan \beta * FL = 0.26$$

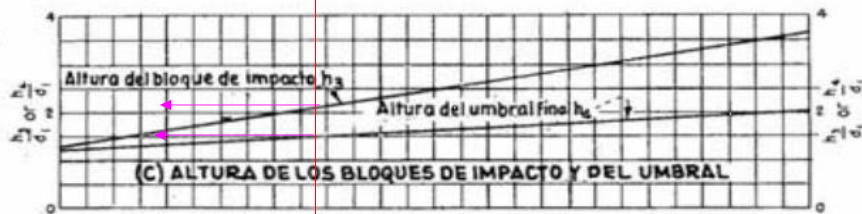
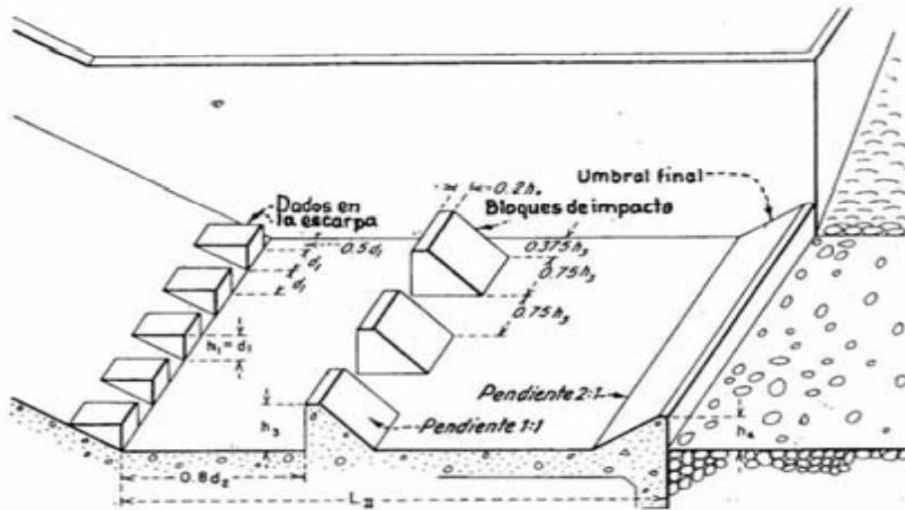
CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULCO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Estanque Amortiguador tipo II y/o Poza Disipadora

Como el N° de Froude es = 8.84 , valor mayor que 4.5, y velocidad = 9 , menor de 15 m/s, se usará el Estanque tipo II cuyas características se obtienen del cuadro correspondiente



CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

Longitud del Estanque (m) : $L_{II} / y_2 = 2.69 \rightarrow L_{II} = 3.71$ Asumimos : $L_{II} = 5.00$

Bloques del Canal de Descarga

Altura de bloque (m) : $h_1 = y_1 = 0.106 \rightarrow h_1 = 0.11 \rightarrow$ Asumimos : $h_1 = 0.30$

Ancho de bloque (m) : $a_1 = y_1 = 0.106 \rightarrow a_1 = 0.11 \rightarrow$ Asumimos : $a_1 = 0.30$

Separación entre bloques (m) : $s_1 = y_1 = 0.106 \rightarrow s_1 = 0.11 \rightarrow$ Asumimos : $s_1 = 0.20$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $s_2 = 0.5 * y_1 \rightarrow s_2 = 0.05 \rightarrow$ Asumimos : $s_2 = 0.100$

N° de Bloque Canal de Descarga N° = 15 $\rightarrow 7.50 \text{ m} = 7.50 \text{ m}$ **CALCULO CORRECTO**

Bloques Amortiguadores

Altura de bloque (m) : $h_3/y_1 = 2.15 \rightarrow y_1 = 0.11 \rightarrow h_3 = 0.2$ Asumimos : $h_3 = 0.50$

Ancho de bloque (m) : $aa_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow aa_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $aa_1 = 0.50$

Separación entre bloques (m) : $sm_1 = 0.75 * h_3 \rightarrow sm_1 = 0.4 \rightarrow$ Asumimos : $sm_1 = 0.45$

Separación entre bloque y muro lateral de estanque (m) $sm_2 = 0.375 * h_3 \rightarrow sm_2 = 0.2 \rightarrow$ Asumimos : $sm_2 = 0.175$

Ancho superior del bloque (m) $as = 0.2 * h_3 \rightarrow as = 0.1 \rightarrow$ Asumimos : $as = 0.20$

Talud del bloque : $Z_m \rightarrow Z_m = 1$

Distancia entre los bloques del canal de descarga y los bloques amortiguadores (m) $dm = 0.8 * y_2 \rightarrow dm = 1.10$

Asumimos : $dm = 1.40$

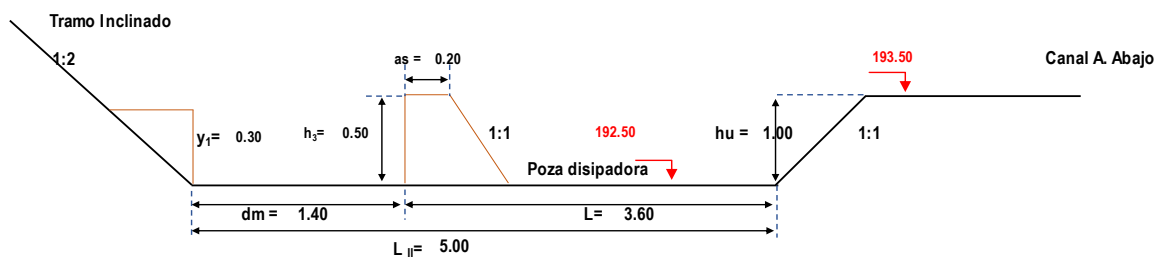
N° de Dados $\rightarrow N° = 8 \rightarrow 7.50 \text{ m} = 7.50 \text{ m}$

CALCULO CORRECTO

Umbral

Altura de Umbral (m) : $h_4/y_1 = 1.51 \rightarrow y_1 = 0.106 \rightarrow h_4 = 0.16 \rightarrow$ Asumimos : $h_4 = 0.60$

Talud de umbral : $Z_u = 2$

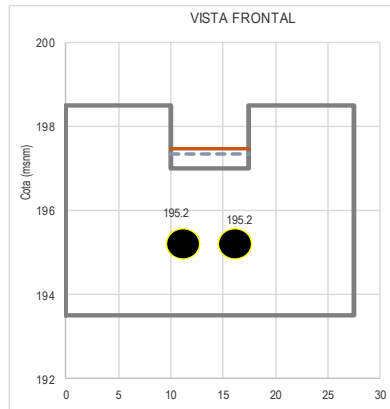
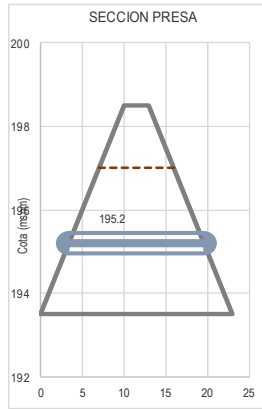


CALCULO HIDRÁULICO PRESA DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS-RAMAL C52 (PRESA 02)

Tesis:

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES Y RETENCION DE SEDIMENTOS EN LA QUEBRADA RINCONADA DISTRITO SALAVERRY - TRUJILLO"

CALCULO DE MECHINALES



Dimensiones de Verterero		
L (m)	Altura Vertedero (m)	Cota Vertedero (msnm)
7.50 m	1.50 m	197.00

Recomendaciones :

Tipo de Ubicación	Tres Bolillos		
Distancia entre orificios > 15 DN →		12.00 m	5.00 m
Separacion entre Hileras > 7.5 DN →			6.00 m
Siendo →		h =	3.50 m
Numero de Hileras →	0.58 m	Minimo →	1.00 m
Primera Hilera → N° Tubos =			2
		Cota	195.2

Caudal que pasa por cada Orificio

$$Q = C_d * A_o * \sqrt{2gh}$$

Donde :

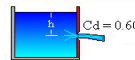
Q : Caudal , [m³/s]

Cd = Cc x Cv : coeficiente de descarga.

Ao : area del orificio , [m²]

h : carga sobre el orificio (altura de la superficie del agua hasta el centro del orificio); [m]

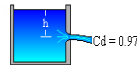
Orificio de pared delgada



Orificio con salida de tubo



Orificio de pared abocinada



Datos :

h = 1.8 m

Cd = 0.82

→ Orificio con salida de tubo

A₀ = 0.5 m

Diametro Tuberia			QParcial	N° Orificios	Caudal Total
DN mm	DN Equiv.	Area (m ²)			
800	32	0.503	2.45 m ³ /s	2	4.90 m ³ /s

