

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**BASES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS DE CONTROL
DE TORRENTES**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CIRO SANTIAGO ANDRANGO ALMAGRO

csantya60@hotmail.com

JULIÁN ALFREDO PIEDRA ZAMBRANO

alfreskorpio_7720@hotmail

DIRECTOR: MSC. –ING. XIMENA DEL ROCÍO HIDALGO BUSTAMANTE

ximena.hidalgob@gmail.com

Quito, 2014

DECLARACIÓN

Nosotros, **Ciro Santiago Andrango Almagro** y **Julián Alfredo Piedra Zambrano**, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

ANDRANGO ALMAGRO CIRO

PIEDRA ZAMBRANO JULIÁN

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Ciro Santiago Andrango Almagro y Julián Alfredo Piedra Zambrano, bajo mi supervisión.

MSC. –ING. XIMENA HIDALGO B.
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios, cuyo nombre es Jehová (Salmo 83:18), por permitirme alcanzar esta meta en mi vida.

A mi familia que constantemente me ha apoyado en todos mis años de estudio.

A la Ing. Ximena Hidalgo, Dr. Marco Castro e Ing. Gissela Dalgo por su soporte en este proyecto de titulación.

A mi compañero de Tesis, Julían, por su aporte y constante apremio para la realización de este proyecto.

Ciro Santiago Andrango Almagro

AGRADECIMIENTOS

A Dios ante todo quien me ha brindado salud y sabiduría, día a día para poder seguir adelante en mis proyectos.

A mis Padres por todo su apoyo incondicional, esfuerzo, educación y paciencia brindada para conseguir este éxito.

A mis hermanos que de una u otra forma han sabido apoyarme en momentos difíciles. A mis sobrinos que son como mis hijos y han sido como una inspiración. A mi familia en general que confiaron en mí para este logro importante en mi vida

A mis amigos incondicionales Criss, Adry, Pamela, Andrés, Jonathan, Freddy, Eduardo, Santiago, Daniel, Ciro, que hemos compartidos momentos muy gratos y nos hemos apoyado en momentos difíciles.

A mis profesores y amigos, en especial a la Ing. Ximena Hidalgo, al Dr. Marco Castro, a la Ing. Gissela Dalgo por su apoyo y conocimiento impartido.

A mis amigos que hemos fortalecido lazos durante la travesía universitaria María Belén, Alejo, Iván, Andrea, Juan Carlos P., Juan Carlos V., Guido Darío, Richy, Marco, Jaime, Javier, Belén, Ángel, Horsy, Danny, Cristina, Ruth, José Luis (yellow) y demás compañeros.

A un gran amigo Severo que desde el cielo nos está cuidando.

A mis compañeros de trabajo en PPG, E.P.N., Astec Cía. Ltda. y Consultpiedra Cía. Ltda.

A Consultpiedra Cía. Ltda. por la información brindada para la elaboración de este proyecto.

Julián Alfredo Piedra Zambrano

DEDICATORIA

Esta obra de Titulación la Dedico a mis padres y hermanos, que constantemente me han brindado su apoyo.

Ciro Santiago Andrango Almagro

DEDICATORIA

Con todo el amor a mis padres por el sacrificio, cariño, esfuerzo, quienes han sido baluartes para poder conseguir este éxito, y que se sientan orgullosos, ya que este logro es primero de ellos, antes que mío.

A mis hermanos y sobrinos a quienes los amo incondicionalmente y me han apoyado en las buenas y en las adversidades.

Julián Alfredo Piedra Zambrano

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA	VI
CONTENIDO	VIII
LISTA DE TABLAS	XIV
LISTA DE FIGURAS	XVI
LISTA DE FOTOGRAFÍAS	XIX
SIMBOLOGÍA	XXIII
RESUMEN	XXV
ABSTRACT	XXVI
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	1
1.3 OBJETIVOS.....	2
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.4 ALCANCE.....	2
CAPÍTULO 2 BASE TEÓRICA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES	3
2.1 TORRENTES.....	3
2.1.1 DEFINICIÓN	3
2.1.2 CARACTERÍSTICAS	3
2.1.3 FORMACIÓN DE TORRENTES.....	8
2.1.4 PARTES DE UN TORRENTE.....	10
2.1.4.1 La cuenca contribuyente o cuenca de recepción	11
2.1.4.2 La garganta	11
2.1.4.3 Cono de deyección o abanico fluvial	12
2.1.4.4 Canal de desagüe	13
2.1.5 CLASIFICACIÓN DE LOS TORRENTES	13
2.1.5.1 Torrentes depositantes.....	14
2.1.5.2 Torrentes socavantes.....	15
2.2 CORRECCIÓN DE TORRENTES.....	15

2.2.1	TÉCNICAS DE CORRECCIÓN	16
2.2.1.1	Corrección de torrentes depositantes.....	16
2.2.1.2	Corrección de torrentes socavantes.....	17
2.3	OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA FENÓMENOS TORRENCIALES.....	18
2.4	FLUJOS DENSOS O HIPERCONCENTRADOS	20
2.5	MECÁNICA DE LOS FLUJOS CON MATERIAL SUELTO O SEDIMENTOS	23
2.5.1	PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS	23
2.5.2	LEYES DE RESISTENCIA DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS	27
2.5.3	ESCALONAMIENTO DE FLUJOS DETRÍTICOS	30
2.6	CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES.....	40
2.6.1	FRECUENCIA DE LOS EVENTOS	42
2.6.2	VOLUMEN DE DISEÑO	42
2.6.3	CAUDAL MÁXIMO Y ALTURA DE ESCURRIMIENTO	43
2.6.4	TAMAÑO DE LOS SEDIMENTOS Y DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA.....	48
2.6.5	ENCAUZAMIENTO.....	49
2.6.6	DEPOSITACIÓN Y RECORRIDO DE LA MASA DETRÍTICA	49
2.6.7	FUERZAS DE IMPACTO.....	49
2.6.8	SOBRELEVACIÓN Y TREPAMIENTO	53
2.6.9	PENDIENTE DE LOS DEPÓSITOS	54
2.6.10	TAMAÑO DEL CONO DE DEYECCIÓN	55
2.6.11	PENDIENTE DEL CAUCE O CUENCA.....	55
2.6.12	GEOMETRÍA DE LA CUENCA.....	56
2.6.13	MORFOLOGÍA	56
2.6.14	EXISTENCIA Y LOCACIÓN DE ESTRUCTURAS ARTIFICIALES ..	56
CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS ESPECIALES PARA EL CONTROL DE TORRENTES		57
3.1	OBRAS DE ALMACENAMIENTO	57
3.2	BEAM-DAM (PRESAS EN BASE A VIGAS HORIZONTALES)	62
3.3	SLIT-DAM (PRESAS DE ABERTURAS VERTICALES)	62
3.4	SEGREGACIÓN BEAM-DAM	69
3.5	DOSIFICACIÓN SLIT-DAM	70
3.6	SEPARACIÓN DEL MATERIAL VEGETAL	70
3.7	DISIPADORES DE ENERGÍA (DEBRIS FLOW BREAKERS)	71
3.7.1	MADERA:	72
3.7.2	MAMPOSTERÍA DE PIEDRA:	73
3.7.3	HORMIGÓN.....	74

3.7.4 ACERO	74
3.7.5 VEGETACIÓN	75
3.8 LAS PRESAS EN LOS TORRENTES Y SUS FUNCIONES	75
3.8.1 PRESAS ABIERTAS.....	76
3.8.2 PRESAS POROSAS.....	77
3.8.3 PRESAS ESCALONADAS	77
3.8.4 REVESTIMIENTO DEL CAUCE	78
3.8.5 UMBRALES DE FONDO	78
3.9 ETAPAS DE FUNCIONAMIENTO DE UN DIQUE O PRESA.....	79
3.10 OBRAS DE CONTROL DE DIRECCIÓN DEL FLUJO.....	80
3.11 DIQUES DESVIADORES DE FLUJO O BARRERAS DEFLECTORAS .	82
3.12 ZONAS BOSCOSAS DE DISPERSIÓN O IMPEDIMENTOS PARA EL FLUJO (BAFFLES)	82
3.13 OBRAS DE DEPOSITACIÓN	83
3.14 OTROS ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE OBRAS DE PROTECCIÓN DE TORRENTES.....	84
CAPÍTULO 4 CARACTERIZACIÓN Y EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES	90
4.1 INTRODUCCIÓN	90
4.2 OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES: QUEBRADA ATUCUCHO - SANTA ANA.....	90
4.2.1 OBSERVACIONES.....	104
4.2.2 RECOMENDACIONES.....	105
4.3 OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES, QUEBRADA LA COMUNA	106
4.3.1 OBSERVACIONES.....	115
4.3.2 RECOMENDACIONES.....	116
4.4 OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES, QUEBRADA RUMILOMA..	117
4.4.1 OBSERVACIONES.....	131
4.4.2 RECOMENDACIONES.....	132
4.5 RECOMENDACIONES GENERALES	133
CAPÍTULO 5 ELABORACIÓN DE “GUÍA DE DISEÑO”	134
5.1 GENERALIDADES.....	134
5.1.1 TRABAJOS PREVIOS PARA MINIMIZAR LA OCURRENCIA DE FLUJOS DETRÍTICOS	135
5.2 “GUÍA DE DISEÑO” PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES.....	137
5.3 MUESTREO DE FLUJOS DETRÍTICOS	138
5.3.1 TORRENTES QUE SON OBJETO DE RECONOCIMIENTO	138

5.3.1.1	Método de conteo de corrientes	139
5.3.1.2	Alcance de la investigación	140
5.3.2	INVESTIGACIÓN PARA ESTABLECER ZONAS DE RIESGO DE FLUJOS DETRÍTICOS	140
5.3.2.1	Zona de peligro de flujos detríticos.....	140
5.3.2.2	Establecimiento de un área de peligro de flujo detrítico	140
5.3.2.3	Objetos de conservación.....	141
5.3.2.4	Clasificación de los flujos detríticos.....	143
5.4	INVESTIGACIÓN SOBRE FACTORES PARA LAS CAUSAS DE FLUJOS DETRÍTICOS.....	143
5.4.1	PATRONES DE OCURRENCIA DE FLUJO DETRÍTICO Y FACTORES PARA LAS CAUSAS	143
5.4.2	DETERMINACIÓN DE LA PENDIENTE DEL LECHO DEL CAUCE .	144
5.5	MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES EN BASE AL RECONOCIMIENTO IN SITU.....	145
5.5.1	VISITA DE CAMPO	145
5.5.2	ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LOS SEDIMENTOS ACUMULADOS EN EL LECHO DE UN TORRENTE	146
5.5.3	DETERMINACIÓN DE CONDICIONES DE LAS LADERAS	146
5.5.4	CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (Kb).....	146
5.5.5	DETERMINACIÓN DEI COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD (C) Y COEFICIENTE DE EROSIONABILIDAD DE LA CUENCA.	152
5.5.6	CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DEL FLUJO DETRÍTICO (Qd) ..	153
5.5.7	CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DEL FLUJO DETRÍTICO (U)	154
5.5.8	CÁLCULO DE LA PENDIENTE DE ESTABILIZACIÓN DEL CAUCE	155
5.5.9	CÁLCULO DE LA FUERZA DE EMPUJE DEBIDO AL IMPACTO	156
5.5.10	CÁLCULO DE LA SOBREVOLACIÓN Y TREPAMIENTO	157
5.5.11	CÁLCULO PARA LA CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE VOLUMEN DE SEDIMENTOS	157
5.6	MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	159
5.6.1	TIPOS DE MANTENIMIENTO	159
5.6.1.1	Mantenimiento preventivo	159
5.6.1.2	Mantenimiento emergente y correctivo	161
CAPÍTULO 6 APLICACIÓN METODOLÓGICA DE LA GUÍA DE DISEÑO		162
6.1	INTRODUCCIÓN	162
6.2	UBICACIÓN DEL TORRENTE A CONTROLAR.....	162
6.3	ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN.....	163
6.4	DIAGNÓSTICO DEL SITIO DE APLICACIÓN	163
6.4.1	OBSERVACIONES EN SITU.....	163
6.4.2	EVALUACIÓN GENERAL.....	179

6.5	FENÓMENO FÍSICO	179
6.6	CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS E HIDROLÓGICAS	180
6.6.1	TEMPERATURA.....	180
6.6.2	HUMEDAD RELATIVA	181
6.6.3	NUBOSIDAD	181
6.6.4	EVAPORACIÓN POTENCIAL	181
6.6.5	HELIOFANÍA	181
6.6.6	VELOCIDAD DEL VIENTO.....	181
6.6.7	PRECIPITACIÓN.....	182
6.6.8	HIDROLOGÍA	183
6.7	OCUPACIÓN DEL SUELO	183
6.8	DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE PELIGRO	183
6.9	DETERMINACIÓN DE LOS OBJETOS DE CONSERVACIÓN	185
6.10	CLASIFICACIÓN DEL FLUJO DETRÍTICO	185
6.11	DETERMINACIÓN DE LAS PENDIENTES MEDIAS DE LOS CAUCES DE AGUA.....	185
6.12	CATEGORÍA DE OCURRENCIA.....	186
6.13	DETERMINAR ÁREA DE LA CUENCA CONTRIBUYENTE.....	186
6.14	CONDICIONES DE LADERA.....	186
6.15	UBICACIÓN DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA Y ESCOMBROS EN LAS LADERAS	187
6.16	DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE FLUJO (Método de Conteo de Torrentes)	188
6.17	CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (KB).....	189
6.18	CLASIFICACIÓN DE TORRENCIALIDAD	189
6.19	SISTEMA RECOMENDADO DE CONTROL DE ACUERDO AL COEFICIENTE DE TORRENCIABILIDAD.....	189
6.20	CÁLCULO DE CAUDALES	190
6.21	CAUDAL MÁXIMO DEL FLUJO DETRÍTICO Q_d	194
6.22	VELOCIDAD DEL FLUJO DETRÍTICO U SIN OBRAS DE CONTROL	196
6.23	CRITERIOS ESPECÍFICOS PARA EL CONTROL DE LOS CAUDALES	197
6.23.1	CRITERIOS GENERALES	197
6.24	ANÁLISIS DE POSIBLES OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES ..	198
6.25	OBRAS PROPUESTAS EN EL CAUCE DE LA QUEBRADA EL CEMENTERIO	199

6.25.1 OBRAS RETENEDORAS DE SEDIMENTO GRUESO	199
6.25.2 DIQUE LAMINADOR.....	200
6.25.3 OBRAS DE CONTROL DE LA EROSIÓN Y DEGRADACIÓN DEL CAUCE 208	
6.26 FUERZA DE EMPUJE DEBIDO AL IMPACTO	214
6.27 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE VOLUMEN DE SEDIMENTOS	215
6.28 MANTENIMIENTO	217
6.28.1 MANTENIMIENTO PREVENTIVO	217
6.28.2 MANTENIMIENTO EMERGENTE Y CORRECTIVO;.....	219
CONCLUSIONES	220
RECOMENDACIONES	227
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	228
ANEXOS	230
ANEXOS 1: CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING POR EL MÉTODO DE COWAN	231
ANEXOS 2: CAPTURAS DE IMÁGENES DEL PAQUETE COMPUTACIONAL HEC-RAS.....	234
ANEXOS 3: CAPTURAS DE IMÁGENES DEL PAQUETE COMPUTACIONAL GEO-SLOPE	251
ANEXOS 4: CAPTURAS DE IMÁGENES DEL PAQUETE COMPUTACIONAL FLOW-MASTER	254
ANEXOS 5: REFERENCIA A FIGURAS	267
ANEXOS 6: PLANOS.....	270

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Coeficiente de permeabilidad del suelo	7
Tabla 2.2: Coeficiente de erosionabilidad de la cuenca	7
Tabla 2.3: Clasificación y coeficientes de torrencialidad.....	8
Tabla 2.4: Propiedades físicas más relevantes de flujos detríticos	24
Tabla 5.1: Método de recuento de número de viviendas protegidas	141
Tabla 5.2: Clasificación de la pendiente del lecho (θ) del torrente	144
Tabla 5.3: Sistemas recomendados de acuerdo al coeficiente de Torrencialidad	148
Tabla 5.4: Funciones, ventajas y desventajas de las obras de control de torrentes	149
Tabla 5.5: Ventajas y desventajas del material a utilizarse en la construcción de obras de control de torrentes	151
Tabla 5.6: Velocidades máximas no erosivas.....	156
Tabla 6.1: Cálculo del coeficiente de Torrencialidade kb	189
Tabla 6.2: Coeficientes de escorrentías	192
Tabla 6.3: Intensidades de lluvia para diferentes períodos de retorno en el sitio de aplicación	193
Tabla 6.4: Caudales calculados para los diferentes tiempos de retorno	194
Tabla 6.5: Caudales Detríticos para diferentes períodos de retorno	196
Tabla 6.6: Velocidades máximas, medias y mínimas sin obras de control	197
Tabla 6.7: Volumen necesario y cota del embalse	201
Tabla 6.8: Alturas máximas y los caudales a ser desalojados por medio de la tubería	204
Tabla 6.9: Velocidades de salida por la tubería	205
Tabla 6.10: Cálculo de la cota de la cresta del dique laminador	206

Tabla 6.11: Caudales pico de operación del dique laminador	206
Tabla 6.12: Ubicación de obras de control de la erosión y degradación del cauce	209
Tabla 6.13: Parámetros Hidráulicos de los puntos de observación sin obras de control de torrentes	210
Tabla 6.14: Caudales con la existencia del dique laminador	211
Tabla 6.15: Parámetros Hidráulicos de los puntos de observación con obras de control de torrentes	211
Tabla 6.16: Ubicación de diques de control de erosión	212
Tabla 6.17: Porcentaje de reducción de velocidades con el sistema implantado	213
Tabla 6.18: Datos para el cálculo de las fuerzas de empuje en el dique laminador	214
Tabla 6.19: Fuerzas de empuje en el dique laminador	215
Tabla 6.20: Fuerzas de empuje para los obras de control de la erosión y degradación del cauce	215
Tabla 6.21: Capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos en los diques de control de erosión y degradación del cauce	217

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Proceso de formación de un torrente	9
Figura 2.2: Partes de un torrente	10
Figura 2.3: Evolución del transporte de materiales en un torrente a lo largo del tiempo	14
Figura 2.4: Ejemplo de inundación o crecida de barro	21
Figura 2.5: Ejemplo flujo detrítico	22
Figura 2.6: Descripción esquemática (Iverson, 1997)	27
Figura 2.7: Relación esfuerzo-deformación para flujos detríticos.....	29
Figura 2.8: Esquema de un flujo permanente, uniforme, sin efectos de borde, de esferas sólidas idénticas inmersas en un fluido newtoniano	31
Figura 2.9: Sección esquemática de un flujo permanente y uniforme de una masa sólido-líquida que escurre por un plano inclinado.	38
Figura 2.10: Relación entre caudal máximo y volumen de sedimentos arrastrados por el flujo.....	44
Figura 3.1: Función de presas abiertas (slit dam)	58
Figura 3.2: Obras de almacenamiento construidas en las cercanías de la ciudad de Antofagasta, Chile (vista hacia aguas arriba).....	58
Figura 3.3: Variación de la concentración de sólidos en el tiempo.....	59
Figura 3.4: Porcentaje de reducción al máximo de sedimentos arrastrados	60
Figura 3.5: Cambio de la pendiente superficial de los depósitos en función del tiempo ($Q= 1,7$ l/s).....	61
Figura 3.6: Presas de aberturas horizontal (beam-dam).....	62
Figura 3.7: Presas de aberturas verticales.....	63
Figura 3.8: Cambio en la reducción del máximo de sedimentos en función de la separación vertical de la estructura.....	64
Figura 3.9: Relación entre el grado de reducción del máximo de sedimentos transportados, L/d_{95} y concentración volumétrica	64
Figura 3.10: Obra de hormigón diseñada para captura de material vegetal.....	71

Figura 3.11: Obras de disipación de energía	72
Figura 3.12: Estructura construida en madera	73
Figura 3.13: Estructura construida en mampostería de piedra.....	73
Figura 3.14: Estructura de hormigón	74
Figura 3.15: Estructura construida en hormigón y tuberías de acero	74
Figura 3.16: Utilización de plantas y vegetación para el control aluvional.....	75
Figura 3.17: Umbrales de fondo	78
Figura 3.18: Umbrales de fondo	80
Figura 3.19: Canales de control de dirección de flujo	81
Figura 3.20: Barreras laterales	81
Figura 3.21: Diques desviadores.....	82
Figura 3.22: Impedimentos para el flujo	83
Figura 3.23: Obras de depositación	84
Figura 3.24: Esquema de presas permeables estudiadas por Lin et al.....	85
Figura 3.25: Retención en función del L/D_{max} Ángulo del canal 17°	86
Figura 3.26: Instalación experimental de U.S. Geological Survey. U.S.A.	87
Figura 3.27: Registro de 3 distintos eventos ocurridos en Illbach (Alpes Suizos)	89
Figura 4.1: Esquema general de la quebrada Atucucho-Santa Ana	92
Figura 4.2: Esquema aguas arriba, de la quebrada Atucucho Santa Ana, parte superior con la ubicación de las obras	93
Figura 4.3: Esquema aguas arriba de la quebrada Atucucho - Santa Ana, parte inferior con la ubicación de las obras	94
Figura 4.4: Esquema general de la quebrada La Comuna.....	108
Figura 5.1: Ejemplo de combinación de distintas soluciones de protección de torrentes	134
Figura 5.2: Esquema de ubicación y función de presas contenedora	135
Figura 5.3: Ejemplo de presas contenedoras.....	136

Figura 5.4: Diagrama de flujo para la investigación de flujo de escombros propensos a torrentes y a la relación de áreas de los desechos en peligro de flujo	138
Figura 5.5: Garganta de primera fase	139
Figura 5.6: Método de conteo de torrentes propensos a flujos detríticos	139
Figura 5.7: Determinación del espesor del sedimento en situ	145
Figura 5.8: Esquema para el cálculo de capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos	158
Figura 6.1: Ubicación general del proyecto a analizar	162
Figura 6.2: Mapa de temperatura media multianual serie 1965 – 1999	180
Figura 6.3: Mapa de precipitación media multianual serie 1965 - 1999	182
Figura 6.4: Áreas de peligro	184
Figura 6.5: Categoría de Ocurrencia	186
Figura 6.6: Cuenca Contribuyente	187
Figura 6.7: Ubicación de la presencia de escombros (ver anexo 5, formato A3)	188
Figura 6.8: Conteo de Torrentes propensos a flujos detríticos	188
Figura 6.9: División en Subcuencas (ver anexo 5, formato A3)	190
Figura 6.10: Esquema de dique retenedor de sedimento grueso	200
Figura 6.11: Curva de Almacenamiento para el cierre propuesto	202
Figura 6.12: Detalles de la torre de captación a ser implementada	203
Figura 6.13: Curva de descarga de la tubería D=600mm	204
Figura 6.14: Corte transversal del dique laminador	207
Figura 6.15: Implantación del dique laminador	207
Figura 6.16: Sección típica de la vía de acceso para construcción y limpieza al dique laminador	208
Figura 6.17: Esquema de obras de control de la erosión y degradación del cauce	208

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 4.1: Arrastre de sedimento grueso (aguas arriba del Dique 1)	95
Fotografía 4.2: Dique de depositación cerrado, vista lateral (Dique 1)	95
Fotografía 4.3: Dique de depositación cerrado, vista frontal (Dique 1)	96
Fotografía 4.4: Dique de depositación cerrado, vista frontal (Dique 2)	96
Fotografía 4.5: Dique de depositación cerrado, vista frontal distante (Dique 2)..	97
Fotografía 4.6: Dique compuesto (Dique 3)	97
Fotografía 4.7: Dique cerrado (Dique 4)	98
Fotografía 4.8: Dique cerrado (Diques 5 y 6)	98
Fotografía 4.9: Dique cerrado de pared delgada, cedido (Dique 7)	99
Fotografía 4.10: Dique compuesto (Dique 8)	99
Fotografía 4.11: Dique abierto tipo peinilla de hormigón con viga rigidizadora (Dique 9)	100
Fotografía 4.12: Encajonamiento	100
Fotografía 4.13: Cuenco disipador de energía	101
Fotografía 4.14: Dique cerrado con zampeado, aguas arriba (Dique 10)	101
Fotografía 4.15: Dique cerrado con zampeado, aguas abajo (Dique 10)	102
Fotografía 4.16: Rápida escalonada	102
Fotografía 4.17: Dique cerrado (Dique 11)	103
Fotografía 4.18: Cuenco laminador y Torre de Captación, vista frontal	103
Fotografía 4.19: Vertedor de excesos, vista lateral	104
Fotografía 4.20: Dique abierto con perfiles de acero tipo I, con cimacio hidráulico (Dique 1)	109
Fotografía 4.21: Canal rectangular abierto revestido de hormigón	109
Fotografía 4.22: Canal rectangular abierto, vertedor de excesos	110
Fotografía 4.23: Dique cerrado de hormigón armado con orificios (Diques 2 y 3)	110

Fotografía 4.24: Dique cerrado de hormigón armado con orificios. (Dique 4)...	111
Fotografía 4.25: Dique abierto, conformado de hormigón armado con aberturas rectangulares (Dique 5).....	111
Fotografía 4.26: Rejilla de recolección (aguas abajo del dique 5)	112
Fotografía 4.27: Dique cerrado de hormigón armado con orificios (Dique 6)....	112
Fotografía 4.28: Dique cerrado de hormigón armado con orificios (Dique 7)....	113
Fotografía 4.29: Dique tipo peine conformado con perfiles de acero tipo I (Dique 8).....	113
Fotografía 4.30: Diques abiertos conformados con columnas verticales de hormigón y viga rigidizadora. (Dique 9 y 10).....	114
Fotografía 4.31: Dique abierto tipo peinilla con perfiles de acero tipo I (Dique 11)	114
Fotografía 4.32: Torre de Captación	115
Fotografía 4.33: Umbral de fondo con un muro de gaviones (deteriorado).....	118
Fotografía 4.34: Dique abierto de columnas verticales con muro de gaviones (vista lateral).....	119
Fotografía 4.35: Dique abierto de columnas verticales con muro de gaviones.	119
Fotografía 4.36: Captación en forma de rejilla de fondo	120
Fotografía 4.37: Dique abierto con columnas verticales con muro de gaviones	120
Fotografía 4.38: Dique abierto con columnas verticales con muro de gaviones	121
Fotografía 4.39: Dique abierto con columnas verticales (aguas abajo del dique 5)	121
Fotografía 4.40: Dique5 sosteniendo dos grandes rocas (vista desde aguas arriba).....	122
Fotografía 4.41: Captación (ramal central)	122
Fotografía 4.42: Captación con estrechamiento (ramal izquierdo)	123
Fotografía 4.43: Captación con tanque abierto (ramal izquierdo)	123
Fotografía 4.44: Dique cerrado con orificios de salida.....	124
Fotografía 4.45: Dique compuesto (vista desde aguas arriba)	124
Fotografía 4.46: Dique compuesto (vista lateral)	125

Fotografía 4.47: Dique cerrado con orificios de salida.....	125
Fotografía 4.48: Dique cerrado (vista aguas arriba)	126
Fotografía 4.49: Vertedor de excesos (vista lateral)	126
Fotografía 4.50: Rápida escalonada	127
Fotografía 4.51: Torre de Captación (vista hacia aguas arriba).....	127
Fotografía 4.52: Torre de Captación (vista hacia aguas abajo)	128
Fotografía 4.53: Dique cerrado	128
Fotografía 4.54: Canal rectangular	129
Fotografía 4.55: Dique cerrado con orificios de salida.....	129
Fotografía 4.56: Rápida escalonada	130
Fotografía 4.57: Dique compuesto.....	130
Fotografía 4.58: Cuenco laminador y Torre de captación.....	131
Fotografía 6.1: Cobertura vegetal en la parte alta de la cuenca	165
Fotografía 6.2: Presencia de escombros a un margen de la Quebrada	166
Fotografía 6.3: Deslizamiento de los escombros al cauce.....	166
Fotografía 6.4: Cerramiento a colapsar hacia el cauce	167
Fotografía 6.5: Lugar por donde atraviesa la tubería	167
Fotografía 6.6: Asentamiento poblacional en la parte alta de la cuenca.....	168
Fotografía 6.7: Asentamiento poblacional en la parte alta de la cuenca.....	168
Fotografía 6.8: Botadero de escombros al margen del cauce	169
Fotografía 6.9: Botadero de escombros al margen del cauce	169
Fotografía 6.10: Botadero de escombros al margen del cauce	170
Fotografía 6.11: Botadero de escombros al margen del cauce	170
Fotografía 6.12: Desalojo de escombros vigentes.....	171
Fotografía 6.13: Presencia de casas y una institución educativa al margen del cauce.....	171
Fotografía 6.14: Presencia de casa al margen dl cauce	172

Fotografía 6.15: Institución educativa al margen del cauce	172
Fotografía 6.16: Institución educativa al margen del cauce	173
Fotografía 6.17: Puente colgante en mal estado	173
Fotografía 6.18: Casas construidas en el cauce	174
Fotografía 6.19: Escombros arrojados en el margen del cauce.....	174
Fotografía 6.20: Casas construidas en el cauce	175
Fotografía 6.21: Casas construidas en el cauce	175
Fotografía 6.22: Gradeado en la entrada de la obra de captación.....	176
Fotografía 6.23: Obra de captación	176
Fotografía 6.24: Paso peatonal (tuberías obstruidas)	177
Fotografía 6.25: Muro de llantas constituido de forma artesanal	177
Fotografía 6.26: Muro de llantas constituido de forma artesanal	178
Fotografía 6.27: Botadero de escombros al margen del cauce	178

SIMBOLOGÍA

- a_p :** coeficiente para evaluar posibles efectos secundarios.
- b_{eff} :** es el ancho efectivo de la presa.
- c_f :** relación volumétrica del fluido ocupado por granos finos.
- C_v :** concentración volumétrica de los sólidos en la mezcla.
- C_{vmax} :** máxima concentración posible de los sólidos.
- c_w :** porcentaje de fluido presente en la mezcla,
- C_d :** concentración volumétrica de sólidos.
- C^* :** la concentración máxima de los sólidos (o concentración de empaquetamiento).
- C_c :** corresponde a un coeficiente de contracción.
- e :** coeficiente de restitución de partículas sólidas.
- \bar{h} :** altura media de la cuenca.
- H_0 :** altitud de la sección de cierre de la cuenca.
- \bar{H} :** altitud media de la cuenca sobre el nivel del mar.
- H_i :** altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas.
- h_o :** altura del flujo superficial.
- h_u :** altura aguas arriba.
- I_c :** pendiente de compensación.
- K_s :** coeficiente de Strickler.
- K_b :** coeficiente de torrencialidad.
- Q_d :** caudal máximo del flujo detrítico.
- Q_o :** caudal máximo líquido.
- Q_{sp} :** descarga máxima de arrastre de sedimento con estructura.
- Q_{sp0} :** máximo de arrastre de sedimento sin estructura.
- R_c :** radio central de curvatura.
- R_h :** radio hidráulico.
- S_f :** superficie cubierta con vegetación forestal.
- S_i :** superficie entre dos curvas de nivel consecutivas.
- S_l :** superficie de la cuenca con cobertura forestal.
- S_p :** superficie de la cubierta de pastos permanentes y praderas.

- S₀**: superficie de la cubierta de pastizales degradados o cultivos en escasa cobertura.
- u_f**: es la viscosidad dinámica del flujo intersticial.
- u_f**: viscosidad dinámica del fluido (considerando el porcentaje fino de los sólidos)
- v_s**: Velocidad instantánea de los granos.
- V_{impact}**: velocidad de impacto del frente (la que puede ser mayor que la velocidad del flujo detrítico uniforme).
- X**: coeficiente de fricción de Chézy.
- τ**: Tensión de corte total.
- τ_{mc}**: Tensión de corte de Mohr-Coulomb.
- τ_v**: Tensión de corte viscosa.
- τ_t**: Tensión de corte turbulenta.
- τ_d**: Tensión de corte dispersiva.
- ρ_s**: densidad de las partículas sólidas.
- ρ_{df}**: densidad del flujo detrítico.
- γ̇**: tasa de deformación angular de la mezcla.
- λ**: Concentración lineal.
- Σ**: esfuerzo de corte total (del fluido y de la interacción entre partículas).
- γ̇**: tasa de deformación en l/s.
- α**: ángulo de inclinación del lecho.
- λ**: concentración lineal de sedimentos.
- Δ**: densidad relativa del material sumergido.
- Δt**: duración de impacto.
- β**: ángulo formado por la dirección del flujo y la cara de la barrera.
- γ**: ángulo de equilibrio de los depósitos
- Θ_{cr}**: parámetro crítico de Shields,
- θ_u**: parámetro de Shields.

RESUMEN

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.

Esta investigación se realizó por medio de libros referentes flujos detríticos y obras de control existentes en nuestro medio y mediante la utilización de archivos subidos al portal internacional Sabonetwork (<http://www.sabo-int.org>), donde los diferentes países comparten sus experiencias y sus investigaciones que han realizado referente a este tema.

Durante las visitas a las obras de control de torrentes existentes en la ciudad de D.M. Quito se realizó levantamientos fotográficos y se registraron las observaciones más importantes en cuanto a funcionamiento, falencias, y estado de las estructuras, estado de las laderas, ubicación de infraestructuras (casas, establecimientos, etc.) en zonas de peligro, descargas ilícitas de aguas servidas, y desalojos de basura y escombros hacia el cauce del torrente.

ABSTRACT

The alluvial risk in the country due to the presence of large mountains subject to the impacts of weather this added to the growing pressure to use urban areas increasingly exposed to this type of events, justify behavior studies debris flows and the possibility of mitigate its effects by building control and protection works. In this degree project was conducted theoretical research on torrent control works in order to develop a guide for design, operation and maintenance, plus a tour of the control works in the streams located in the valleys Atucucho-Santa Ana , La Comuna, Rumiloma- Rumipamba located in the D.M. Quito city in order to analyze the current conditions found to date.

This research was conducted through the books regarding debris flows and existing control works in our environment and using uploaded files to international portal Sabonetwork (<http://www.sabo-int.org>) where different countries share their experiences and their research they have done regarding this issue.

During visits to the torrent control works existing in the DM Quito city was conducted photographic surveys and observations were most important in terms of operation, failures, and state structures, state of the slopes, location of infrastructure (houses, stores, etc.) In hazardous areas, illegal discharges of water served, and evictions of trash and debris into the bed of the stream.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Al estar nuestro país atravesado por la cordillera de LOS ANDES, presenta una gran cantidad de ríos de montaña o torrentes, las cuales deben ser controladas por obras de control de socavación, erosión de fondo y de márgenes, como también controlar el arrastre de sólidos, los cuales causan daños cuantiosos como pérdidas en cosechas, infraestructuras y hasta pérdidas humanas. Por esta razón se plantea este proyecto de titulación, con el fin de elaborar una guía sistematizada sobre las bases de dimensionamiento de obras de control de torrentes, la cual pueda ser utilizada por todas las zonas andinas de nuestro país y de otros países que tengan similares características.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En las zonas andinas o 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, especialmente de alcantarillados y vías. 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. La amenaza de este tipo de eventos no solo afecta a bienes materiales de la infraestructura urbana sino que ha cobrado varias vidas humanas. Por esta razón es indispensable que la ingeniería aplicada al diseño de obras de paso de cauces naturales a cauces embaulados permita el control del potencial destructivo de flujos rápidos con alta capacidad de arrastre de materiales sólidos.

En la literatura técnica no existe una guía para el diseño de las obras requeridas en el control de torrentes, por lo tanto, este proyecto de titulación plantea crear esta guía que facilite al profesional de diseño tomar en consideración los aspec-

tos relevantes de la hidráulica fluvial en cauces de fuerte pendiente así como de diseño hidráulico y de operación y mantenimiento para garantizar un adecuado manejo de este tipo de flujos, evitando así que la infraestructura existente enfrente problemas para los que no fueron diseñados.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Preparar una guía para el diseño de obras de control de torrentes

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- i. Recopilar y sistematizar la información disponible relativa a obras de control de torrentes.
- ii. Realizar visitas técnicas a las obras de control de torrentes que operan en los alrededores de la ciudad de Quito.
- iii. Identificar las deficiencias hidráulicas generadas por fenómenos morfológicos en las obras de control construidas en cauces alrededor de Quito.
- iv. Realizar una guía de diseño para obras de control de torrentes.
- v. Aplicar la metodología propuesta a un caso de estudio.

1.4 ALCANCE

Tomando como base la recopilación y análisis de la información disponible sobre obras de control de torrentes así como las características observadas en las obras construidas en los alrededores de la ciudad de Quito, se realizará una sistematización de los criterios de diseño y se propondrá una guía de diseño que garantice un adecuado desempeño hidráulico de estas estructuras.

CAPÍTULO 2

BASE TEÓRICA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES

2.1 TORRENTES

2.1.1 DEFINICIÓN

Se denomina al curso de agua con cauce rápido que se forman a partir del deshielo o aguas lluvias que se precipitan en las montañas, los cuales provocan fuertes erosiones por las superficies por donde circulan debido a su velocidad y fuerza provocadas por las grandes pendientes, muchos de ellos también llegan a erosionar la montaña cambiando su superficie.

Cabe mencionar la diferencia entre un río torrencial y un torrente. Un río torrencial es aquel que tiene una pendiente entre el 1.5% y el 6%, y un torrente es aquel que los cursos de agua tienen una pendiente mayor que el 6%.

En general, un curso de agua comienza siendo un torrente en la zona montañosa, pasa a la categoría de río torrencial en el piedemonte y se transforma en río en la planicie aguas abajo.

2.1.2 CARACTERÍSTICAS

Los torrentes son curso de agua que discurren por zonas de montaña con fuertes pendientes, generalmente por encima del 6% y con unas velocidades de flujo superiores a los 6m/s, el régimen hidráulico es claramente supercrítico ($F > 1$). Las altas velocidades originan elevadas tensiones de arrastre y generalmente superan la tensión crítica de arrastre de los materiales de fondo, originando caudales sólidos formados esencialmente por acarrees procedentes del lecho del cauce (carga de material de lecho = "Bed load") que se desplazan por deslizamiento, arrastre, saltación o reptación. Las cuencas de los torrentes son poco extensas y de relieve abrupto, presentado una curva hipsográfica con zonas claramente definidas. El tiempo de concentración es bajo, lo que se supone una rápida respuesta

de la cuenca tras el aguacero, lo que genera una rápida y concentrada incorporación de la escorrentía superficial al cauce. Los caudales punta originados tienen un gran potencial erosivo, que frecuentemente se traduce en erosiones verticales (incisión en "U" y "V") y horizontales (entre erosión en los taludes del cauce y desplomes) en el torrente.

Un torrente se diferencia de un río por su morfología, su hidrología y su 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 (pérdida de suelo, procesos de acarcavamiento, etc.), mientras en el cauce de desagüe o garganta y en el cono de deyección 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 (la pendiente del hidrograma), que es muy elevada.

Hidráulicamente: La gran pendiente del torrente significa una gran capacidad de transporte 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 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).

$$K_b = \frac{D_b * P * \bar{h} * C * E * (S+1)^{1/2}}{L_p * (S_f + 1)^{1/2}} \quad (2.1)$$

Dónde:

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 2.1).

E : coeficiente de erosionabilidad de la cuenca (Tabla 2.2).

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:

$$D_b = \frac{L}{S} \quad (2.2)$$

Dónde:

L : longitud total de todos los cursos de agua (km).

S : superficie de la cuenca (km²).

$$L = L_p + \sum L_i \quad (2.3)$$

Dónde:

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 fórmula:

$$\bar{h} = \bar{H} - H_0 \quad (2.4)$$

Dónde:

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).

$$\bar{H} = \frac{\sum_1^n H_i * S_i}{S} \quad (2.5)$$

Dónde:

H_i : altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas (km).

S_i : superficie entre dos curvas de nivel consecutivas (km²).

S : superficie de la cuenca (km²).

El coeficiente de permeabilidad (C) para los diferentes suelos se muestra en la Tabla 2.1.

El coeficiente de erosionabilidad de la cuenca (E) se muestra en la Tabla 2.2.

En las cuencas con escasa superficie forestal, el parámetro S_f puede calcularse con la expresión:

$$S_f(\text{km}^2) = 0,6S_l + 0,8S_p + S_0 \quad (2.6)$$

Dónde:

S_l : superficie de la cuenca con cobertura forestal (km²).

S_p : superficie de la cubierta de pastos permanentes y praderas (km²).

S_0 : superficie de la cubierta de pastizales degradados o cultivos con escasa cobertura (km²).

Tabla 2.1: Coeficiente de permeabilidad del suelo

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

Fuente: (ŠKOPEK, 1988).

Tabla 2.2: Coeficiente de erosionabilidad de la cuenca

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

Fuente: (ŠKOPEK, 1988).

Tabla 2.2: (Continuación)

E	Intensidad erosiva en la cuenca de drenaje y en su cauce
0,4	Del 25 al 30 % de la superficie sufre erosión laminar y esporádicamente aparece erosión en regueros. Existe transporte y acumulación de acarreos más pequeños. La pendiente de laderas es del 10 al 15 %. La cubierta vegetal está degradada.
0,3	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.
0,2	Toda la cuenca está libre de procesos de erosión. Existe una gran proporción de superficie agrícola en la cuenca. Las pendientes son superiores al 20%.
0,1 - 0	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 estabilizado en ambos sentidos de la gradiente (erosión = sedimentación)

Fuente: (ŠKOPEK, 1988).

Una vez obtenidos todos los parámetros, se calcula el coeficiente de torrencialidad (K_b) y se contrasta su valor con los brindados en la Tabla 2.3. Con este criterio se puede estimar si un curso de agua se comporta como torrente o como río.

Tabla 2.3: Clasificación y coeficientes de torrencialidad

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

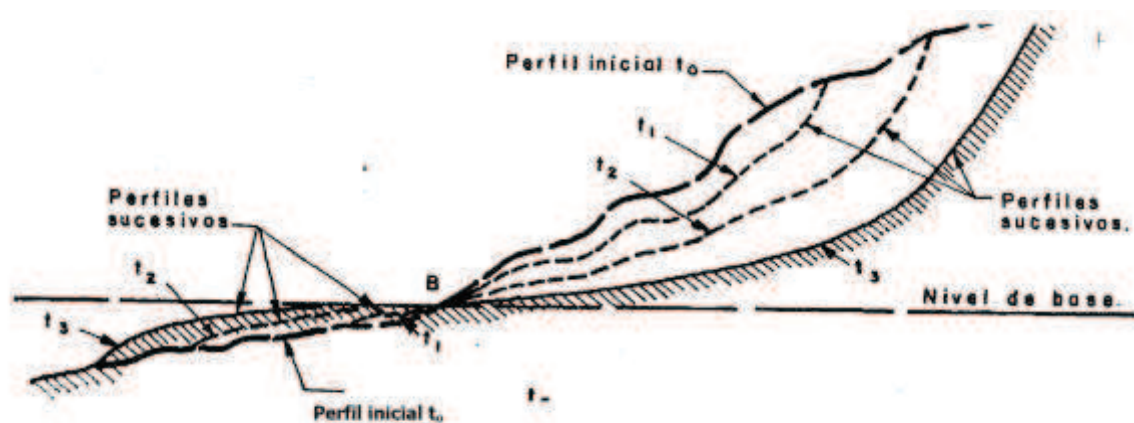
Fuente: (ŠKOPEK, 1988)

2.1.3 FORMACIÓN DE TORRENTES

La formación de un torrente se debe al avance de la incisión por la lámina de escorrentía cuando escurre a alta velocidad por una ladera de fuerte pendiente y poco protegida. El avance de la incisión inicialmente es longitudinal y posteriormente se hace transversal al eje hidráulico del curso de agua.

La formación de un torrente se da de la siguiente forma: dígame que t_0 de la Figura 2.1 es el perfil longitudinal inicial de la ladera de una montaña. Cuando llueve, el escurrimiento superficial de la misma tiende a concentrarse en alguna pequeña depresión de la ondulación de la superficie, empezando a ejercer su efecto erosivo, socavando dicha depresión, hasta formar un zanjón o cárcava tal como se muestra esquematizado por el perfil t_1 . Con el paso del tiempo dicho zanjón aumenta el efecto de concentración del escurrimiento superficial con lluvias subsiguientes, acoplándose al perfil t_2 , posteriormente t_3 , etc. En el pie de la misma, parte de los materiales erosionados en la ladera se llegan a depositar, produciendo así nuevos perfiles, debido a las acumulaciones sucesivas t_1 , t_2 , t_3 , etc. Así, en la zona superior y media del zanjón se van desarrollando otros zanjones ramificados a partir del principal.

Figura 2.1: Proceso de formación de un torrente



Fuente: (SUAREZ V.L.M. 1993)

En las primeras etapas de la formación de un torrente pueden originarse rápidas de fuerte pendiente, e incluso cascadas. Pueden distinguirse dos zonas durante todo este proceso de formación, separadas por una línea horizontal la cual se denomina nivel de base (Figura 2.1). Aguas arriba del nivel de base existe un proceso de erosión regresiva, la cual es responsable de la profundización y el ensanchamiento del cauce principal, así como de la deformación de otros cauces secundarios ramificados. La erosión regresiva es cada vez más intensa a medida que avanza desde la cima hacia aguas abajo, debido a que el torrente aumenta de caudal en esa dirección. La erosión regresiva produce una prolongación constante del cauce hacia aguas arriba, remontando la ladera. Con el tiempo, a medi-

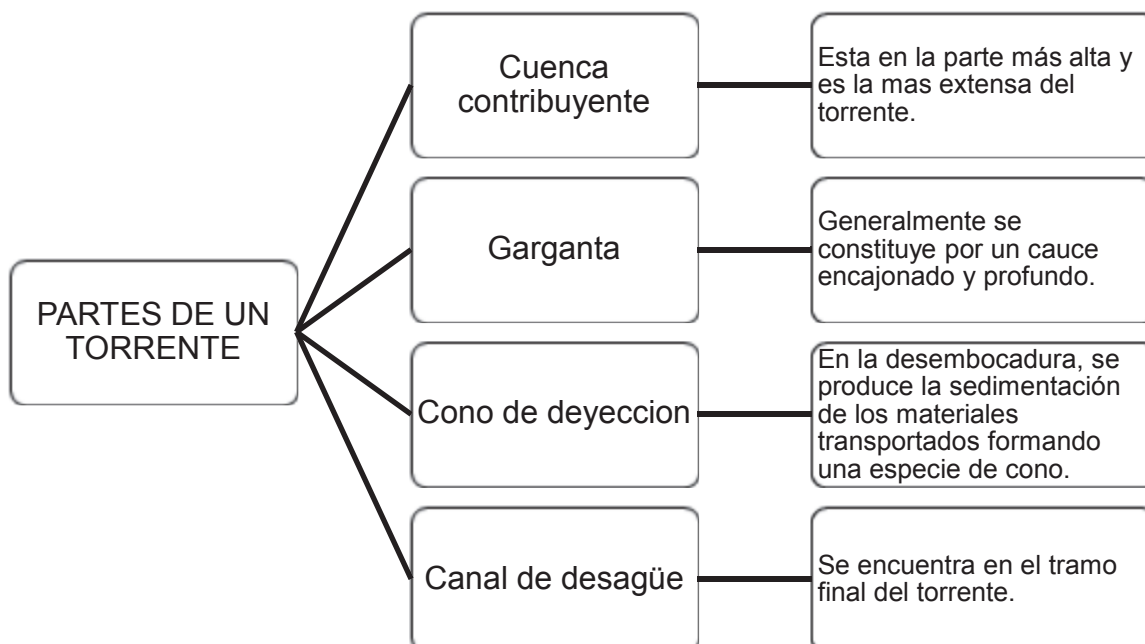
da que el torrente va cortando la ladera y alcanza la divisoria, va disminuyendo su pendiente por lo que tiende a adoptar un perfil longitudinal más estable, con una forma cóncava hacia arriba (Figura 2.1) en el cual la pendiente se reduce hacia agua abajo.

Aguas abajo del nivel base se produce la depositación de los sólidos transportados por el flujo, formándose una acumulación de sedimentos que aumenta de volumen con el tiempo y debido a su forma característica recibe el nombre de cono de deyección o abanico fluvial. Todos los materiales sólidos provenientes de la cuenca deben pasar por el punto B, correspondiente al nivel base (Figura 2.1).

2.1.4 PARTES DE UN TORRENTE

Es posible distinguir cuatro partes en la mayoría de los torrentes donde se producen fenómenos diferentes, las cuales son: la cuenca contribuyente o cuenca de recepción, garganta y el cono de deyección o abanico fluvial y canal de desagüe.

Figura 2.2: Partes de un torrente



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

2.1.4.1 La cuenca contribuyente o cuenca de recepción

Es la parte más alta y más extensa del torrente, tiene forma semejante a la de un embudo y en ella se capta la parte del flujo proveniente de las precipitaciones y el deshielo. La cuenca esta surcada por una serie de zanjones o cauces menores muy pendientes, que concentran el flujo captado. Las pendientes son muy pronunciadas y determinan un tiempo de concentración muy reducido, de forma que los aportes de escorrentía se incorporan muy rápido a la red de drenaje confluendo en el inicio de la garganta. Las cuencas de recepción pueden clasificarse en cuatro tipos:

- **TIPO I:** son escarpes en roca muy pronunciados que pueden alcanzar varios cientos de metros. La forma de embudo apenas se hace patente. Suelen ser muy peligrosos por el gran volumen de acarreos que produce y la rapidez con que salen transportados hacia la llanura. Algunos ejemplos son los escarpes y vertientes sobre calizas.
- **TIPO II:** se ubican dónde existen¹ materiales fácilmente disgregables en los que el torrente se ensancha muy rápido aportando gran cantidad de sólidos. La forma de embudo está muy marcada.
- **TIPO III:** son una mezcla de los dos anteriores. La parte superior del torrente son escarpes de roca en cuya base se encuentra un embudo de tipo II. Las aguas se concentran rápidamente transportando altos caudales sólidos que atraviesan el embudo tipo II originando torrentes extremadamente dañinos. Este es el caso de escarpes sobre calizas en cuya base existen margas. Los arrastres procedentes de la parte superior sobre todo acarreos, mientras que en la parte inferior predominan los sedimentos.
- **TIPO IV:** constituidos por varias cuencas de recepción de los tipos anteriores. Son los grandes torrentes que pueden abarcar extensiones de miles de hectáreas.

2.1.4.2 La garganta

Generalmente se constituye por un cauce encajonado y profundo, situado aguas abajo de la cuenca receptora. Por la garganta transitan hacia la planicie de aguas

abajo, el agua y los sedimentos provenientes de la cuenca. La pendiente suele ser muy elevada y variable, aunque menor que la de los cauces ramificados de la cuenca. Las velocidades del flujo en creciente son muy altas. Este tramo identifica lo que comúnmente se denomina el torrente.

El punto que identifica el comienzo de la garganta, se caracteriza por corresponder al estrechamiento de la cuenca y porque aguas abajo de este punto no existen afluentes importantes. El punto donde termina la garganta, corresponde al comienzo del cono de deyección.

En esta parte del torrente prevalece el transporte de materiales, el cual a su vez pueden originar procesos de erosión en el lecho y en las márgenes. Los bloques angulares provenientes de la cuenca chocan entre si durante el transporte, se fragmentan y sus aristas se redondean. Si la garganta tiene la longitud suficiente, los bloques se transforman a lo largo del recorrido en cantos redondos, y estos en grava y arena. Es común encontrar en la garganta, materiales de todos los tamaños, la mayor parte de ellos provenientes de la cuenca y algunos de deslizamientos locales, de la erosión de las márgenes, o del fondo.

2.1.4.3 Cono de deyección o abanico fluvial

En la desembocadura del torrente en la planicie o en un valle transversal, la pendiente se reduce bruscamente, la corriente disminuye de velocidad y se produce la sedimentación de los materiales transportados, los cuales se acumulan formando una especie de cono, de ahí la denominación de cono de deyección para este componente del torrente. Visto en planta parece un abanico por lo que también se lo denomina abanico fluvial.

En el caso de que un río en el que desemboca el torrente, pasa lo suficientemente cerca del final de la garganta, puede erosionar la base del cono de deyección y este adoptará la forma de un cono truncado. De lo contrario el cono será completo, e incluso si hay una cierta distancia entre su base y el río, existirá en el torrente un cuarto componente que se denomina canal de desagüe.

Si el río en el que desemboca el torrente tiene capacidad suficiente para transportar todo el caudal sólido que éste le aporta, entonces el cono de deyección deja

de crecer longitudinalmente y solo experimenta un proceso de ensanchamiento gradual. Por lo contrario, si el río no tiene la capacidad necesaria de transporte, entonces el cono de deyección invade su cauce, desviándolo y pudiendo llegar incluso a obstruirlo totalmente, formando presas naturales durante las grandes crecientes del torrente, las cuales son destruidas durante crecientes del río, en un sucesivo avance y retroceso de ambos, en busca del equilibrio dinámico.

2.1.4.4 Canal de desagüe

En este tramo final del torrente, las aguas discurren lentamente y prácticamente libre de acarreo, ya que la mayor parte se depositaron aguas arriba. El cauce tiende a encajarse en la planicie hasta la sección de cierre. No existe este tramo y, en ocasiones, es difícil de discernir entre un cono de deyección y el canal de desagüe. Como el potencial erosivo en este tramo es prácticamente nulo, nos concentraremos exclusivamente en los tres primeros, que es donde se centrarán las medidas correctoras.

2.1.5 CLASIFICACIÓN DE LOS TORRENTES

Los torrentes pueden clasificarse atendiendo su tamaño, origen del caudal sólido y su funcionamiento hidro-geomorfológico. Para los objetivos que pretendemos en este tema, se atiende particularmente a la última clasificación.

El modelado de un lecho fluvial se debe a: la combinación a lo largo del tiempo de los procesos de erosión, transporte y sedimentación; tendiendo a encontrar un equilibrio perfecto entre las condiciones del flujo y las del lecho, que no siempre se consigue. Cuando se alcanza esta situación estable, el torrente habrá logrado su pendiente de equilibrio y la energía del flujo se invertirá exclusivamente en transportar el caudal sólido y evacuar los excedentes (la potencia neta es 0).

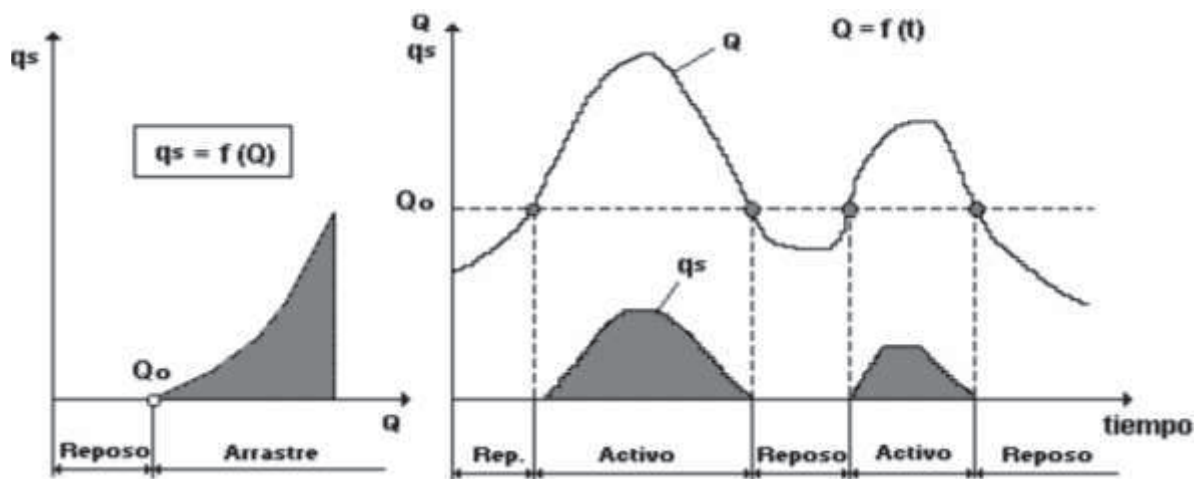
Puede hablarse de dos períodos en el comportamiento de un torrente a lo largo del tiempo (por ejemplo un año) (Figura 2.3)

- **Períodos de reposo:** Correspondientes a los flujos ordinarios. En los tramos cuya pendiente es la de equilibrio, la potencia neta es cero y solamente hay transporte. No existe actividad geomorfológica ya que la

tensión tractiva del flujo es inferior a la tensión crítica de arrastre de los materiales de lecho, por lo que no se produce caudal sólido ($Q \leq Q_0$).

- **Períodos activos:** Correspondientes a los flujos extraordinarios (caudales máximos y mínimos). Existe un desequilibrio entre el flujo circulante y la morfología del cauce ($Q > Q_0$) que el torrente tiende a neutralizar modificando el lecho (erosionando unos tramos y sedimentando otros) hasta adaptarlo al flujo. Llegado ese momento el equilibrio se rehace y cesa de nuevo la actividad geomorfológica modeladora ($Q \leq Q_0$).

Figura 2.3: Evolución del transporte de materiales en un torrente a lo largo del tiempo



Fuente: (DIEZ JUAN, 2007)

Los torrentes pueden clasificarse en dos tipos fundamentales: depositantes y socavantes. Esta clasificación es relativa, debido a que muchos torrentes no son completamente de un tipo o del otro, pudiendo existir tramos socavantes y tramos depositantes en un mismo curso de agua. Estos torrentes pueden clasificarse como de tipo mixto. En otros casos, la evolución natural que experimenta el curso de agua durante el proceso de su formación, puede hacer que el torrente se transforme de un tipo a otro.

2.1.5.1 Torrentes depositantes

Son aquellos en los que el aporte de materiales sólidos al torrente, es de tal magnitud, que la energía del flujo se utiliza íntegramente en el transporte de los mis-

mos hacia aguas abajo; se dice que el flujo está saturado, y como consecuencia de un aporte de sedimentos superior al que puede ser transportado, el cauce tiende a elevarse por la acumulación de estos materiales o a no profundizarse, imposibilitando la erosión del fondo. La existencia de esta situación en un torrente es señal de que la cuenca está sometida a un intenso proceso de degradación superficial.

Cuando el transporte es muy elevado, estos torrentes pueden representar un peligro, ya que los materiales que se acumulan en el cauce pueden dar origen a la formación de lavas torrenciales al ocurrir una creciente. Adicionalmente, pueden causar problemas en el cono de deyección, afectando las vías de comunicación que lo cruzan, u obstruyendo los puentes. Otro peligro que pueden presentar estos torrentes, tal como se expuso anteriormente, es que los sedimentos podría obstruir el cauce del río en el que desembocan, formando una presa natural que se rompe al ocurrir una creciente en el río, lo que puede generar una ola de agua y sedimentos con un gran poder destructivo.

2.1.5.2 Torrentes socavantes

En el caso de torrentes la energía del flujo es suficiente para transportar hacia aguas abajo todos los materiales sólidos provenientes de la cuenca, quedando aún una capacidad de transporte adicional que tiende a erosionar el fondo y las márgenes del cauce torrencial, debido a que la corriente no llega a saturarse con los aportes sólidos de la cuenca. El resultado es que el torrente ejerce un proceso continuo de profundización del cauce, lo que a su vez origina la desestabilización de las laderas al ser socavadas en sus bases de apoyo, con los consiguientes deslizamientos de terreno, aunque las laderas estén bien forestadas.

2.2 CORRECCIÓN DE TORRENTES

La corrección de torrentes se la realiza con la finalidad de controlar el gran potencial destructivo, producto de la energía del flujo proveniente principalmente de la elevada pendiente de los cauces y de la presencia de materiales sólidos transportados por la corriente, los cuales junto con el agua, pueden causar enormes daños al alcanzar las planicies aguas abajo, donde normalmente se concentran las

actividades y la infraestructura humana. Es importante el control de torrentes para minimizar daños de la infraestructura urbana, especialmente de alcantarillados y vías. Controlar las crecidas, flujos hiperconcentrados o aluviones, las cuales tienen un alto potencial destructivo.

2.2.1 TÉCNICAS DE CORRECCIÓN

Existen una variedad de técnicas para corrección de torrentes, la mayor parte de las cuales tienen por objetivo disminuir la erosión y evitar en lo posible la producción de sedimentos. Las técnicas para corrección de torrentes se pueden clasificar desde varios puntos de vista:

- a) Técnicas para control de erosión en la cuenca.
- b) Técnicas para control de erosión en el cauce.
- c) Técnica para control de torrentes depositantes.
- d) Técnicas para control de torrentes socavantes.

En general, torrentes depositantes requieren acciones en la cuenca y torrentes socavantes de acciones en el cauce. Las acciones en el cauce sirven tanto para corregir las zonas de la garganta, del cono de deyección y del canal de desagüe.

2.2.1.1 Corrección de torrentes depositantes

Según Suarez V y Luis Miguel (1993) las acciones que se requieren para estabilizar estos torrentes, son las siguientes: disminuir el aporte de sedimentos al cauce, mediante la ejecución de trabajos de estabilización en la cuenca, tales como: conservación de suelos y forestación, terracedo de laderas, estabilización de deslizamientos, drenajes, zanjas interceptoras, muros interceptores o empalizadas interceptoras.

Otra técnica, sería construir obras directamente en el cauce, tales como:

- Construcción de presas escalonadas, o de retención, a lo largo del torrente, cuya función principal es; en una primera etapa de funcionamiento, almacenar los materiales arrastrados; en una segunda etapa, una vez col-

matadas, cumplen con la función de regular el flujo de los sedimentos, principalmente por el efecto que causa la disminución de la pendiente.

- Las presas abiertas, denominadas así porque están previstas de grandes aberturas, retienen principalmente los sedimentos de mayor tamaño transportados durante las crecientes y dejan pasar gradualmente los de tamaños medio y finos, efectuando una selección granulométrica altamente beneficiosa, ya que las partículas de mayor tamaño son las que tienen el mayor potencial destructivo para la infraestructura existente aguas abajo, y en consecuencia son las que más interesa retener.

2.2.1.2 Corrección de torrentes socavantes

Los torrentes socavantes pueden tener cuencas bien arborizadas, por lo que en estos casos los trabajos de conservación y recuperación de las mismas podrían no ser prioritarios. El problema se centra generalmente en el propio cauce del torrente, el cual requiere ser estabilizado, frenando su tendencia a la profundización y a la erosión regresiva, que avanza hacia la parte superior de la cuenca. Las técnicas más usadas son:

- Construcción de presas escalonadas a lo largo del cauce para reducir la fuerza erosiva de la corriente, disminuyendo la velocidad del flujo y almacenando los sedimentos transportados. Una vez colmatadas, regulan el flujo del agua y los sedimentos mediante la reducción de la pendiente, el aumento del ancho del cauce y la disipación de la energía del flujo en las caídas sucesivas al pie de cada presa. Las presas en este caso se denominan de consolidación, porque tienen como función principal el fijar el fondo del cauce, evitando que el proceso de profundización del mismo continúe degradándolo. La nueva pendiente modifica el cauce, una vez colmatadas las presas, se denomina pendiente de compensación, ya que con la misma se alcanza un estado de equilibrio entre la erosión y la sedimentación en el cauce (una compensa a otra).
- La construcción de umbrales de fondo, son obras transversales que no emergen sensiblemente del fondo del cauce. Para que se logre el equilibrio

del cauce con la construcción de umbrales, es necesario que se produzca una cierta erosión del perfil longitudinal del fondo, lo cual podría representar un inconveniente en algunos casos, a diferencia con la estabilización basada en la construcción de presas, en la que la pendiente de compensación se alcanza con una sobreelevación del aluvión (sedimentación).

- Acorazamientos 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. 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 acorazamiento, es que están sujetas a la abrasión y al desgaste que producen los sedimentos arrastrados por el flujo.

2.3 OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA FENÓMENOS TORRENCIALES.

En los torrentes se trata de controlar grandes cantidades de sedimentos, arrastrados durante crecidas intensas y de corta duración. En los cauces de montaña, estos sedimentos son vulnerables a ser arrastrados mediante un transporte dinámico, debido especialmente a las fuerzas de arrastre del flujo, o como flujo de sedimentos gravitacional (flujos detríticos o de barro). Lo dicho anteriormente depende de la morfología que tenga el lugar (principalmente la pendiente del lecho), de la concentración y características de los sedimentos (distribución granulométrica y composición), de las características de la fuente de los sedimentos y la posibilidad de obstrucciones temporales del cauce (Armanini et al., 1991).

El objetivo principal del control torrencial no debería ser de retener todo el sedimento transportado, sino solo la parte causante de los desastres, estos son: flujos detríticos y transporte de fondo durante grandes crecidas, e incluso durante estos eventos, solo la parte más grande de los sedimentos arrastrados. Flujos menores deben transitar libremente a través de las estructuras llevando la cantidad de sedimentos correspondiente a la capacidad de transporte del torrente (Armanini et al., 1991; Fiebigler, 1997). Estas dos soluciones se denominan como soluciones permeables e impermeables.

Okubo et al. (1997), clasifican a los métodos de protección contra torrentes en “hardware” (controlan la erosión) y “software” (sistemas de alarma, evacuación, y regulación de terrenos). En 1993, Imai presentó una clasificación similar sobre métodos de protección contra torrentes, denominado “hard measures” a las acciones directas contra el flujo detrítico mediante la instalación de soluciones estructurales que tienen la función de disminuir la cuantía del flujo, aplanando el hidrográma asociado, y “soft measures” a las acciones indirectas como instalaciones de sistemas de alerta, evacuación, monitoreo, etc. Armanini (1997) divide las estructuras de protección contra torrentes en dos categorías: estructuras activas y estructuras pasivas. Las estructuras activas para aumentar la estabilidad de los depósitos del lecho, las estructuras pasivas son las que se introducen al torrente de manera de controlar el flujo de detríticos. Una clasificación de la prevención de ocurrencia de flujos detríticos, consiste en prevención pasiva y activa, es la utilizada por Fiebiger (1997).

VanDine (1996) divide a los ríos con flujos detríticos, en tres zonas: iniciación; transporte y erosión; y depositación. Se requiere pendientes mayores a 25° (47%) para que se inicie el flujo detrítico; la zona de transporte y erosión requiere de pendientes mayores a 15° (27%); y la depositación parcial generalmente ocurre en pendientes menores a 15° (27%); la depositación final ocurre en el momento en que la pendiente se hace menor a 10° (18%).

En cada una de sus etapas para prevenir o controlar el flujo son adoptadas diferentes soluciones. A lo largo del cauce son usualmente introducidas estructuras de control de torrentes con diferentes funciones: disminuir la capacidad de erosión, disminuir la velocidad del flujo, disminuir la descarga, cambiar la dirección del flujo, evitar su iniciación, etc. (Armanini, 1997; Fiebiger, 1997).

Okubo et al. (1997) clasifica las soluciones de protección contra torrentes en:

- a. Trabajos para restringir la ocurrencia de flujos detríticos.
- b. Obras de almacenamiento.
- c. Obras controladoras de dirección del flujo.

- d. Diques desviadores del flujo.
- e. Zonas boscosas de dispersión.
- f. Obras de depositación.

En general es necesario utilizar una combinación de estas soluciones, dado que usualmente una única solución resulta insuficiente. El tamaño de la solución global y estrategia utilizada dependerá de las condiciones topográficas locales, factibilidad de construcción, costo, importancia de la cuenca, etc.

Según Fiebiger (1997), existen tres grupos de estructuras de protección contra torrentes y son los siguientes:

- Estructuras de disipación de energía.
- Sistemas de presas.
- Sistemas de conducción y/o desviación.

Fiebiger describe a las estructuras de disipación de energía como estructuras que se caracterizan por su función de disminuir el máximo nivel de energía del torrente mediante un cambio de energía particular. En general se trata de presas o estructuras impermeables que reducen la máxima velocidad del flujo detrítico y en consecuencia reducen la máxima energía asociada. Además, Fiebiger plantea que la función deseada puede ser conseguida mediante dos formas: la primera consiste en construir presas masivas y la segunda es una combinación de presas selectivas (“sorting dams”) para destruir la energía de impacto. También menciona estructuras de disipación de energía capaces de acumular y seleccionar el material, como también obras de depositación.

2.4 FLUJOS DENSOS O HIPERCONCENTRADOS

Se define flujos densos o hiperconcentrados al conjunto de sedimento y agua que se producen por lluvias que caen en un cauce natural. Dichas lluvias producen efectos erosivos en el cauce, los cuales generan sedimentos de sólidos, que al mezclarse con lluvia se genera un flujo denso o hiperconcentrado.

Desde el punto de vista de la hidráulica, en situaciones normales de flujos cargados de sedimentos, estos tienen poca influencia en el comportamiento del mismo. Pero, la presencia de grandes cantidades de partículas de sedimentos influye notablemente en la mezcla, cambiando las propiedades del fluido y el comportamiento del flujo. A los flujos de estas características se los denomina como flujos hiperconcentrados.

A los flujos hiperconcentrados de sedimentos se los puede clasificar en tres tipos:

- Inundaciones o crecidas de barro (mud floods),
- Flujos de barro (mudflows) y
- Flujos detríticos (debris flows).

El volumen y propiedades de la matriz del fluido (mezcla agua-sedimento) gobiernan la hidráulica del flujo, su desplazamiento y la deposición de los sedimentos. Las propiedades dependen de la concentración de sedimentos, de la distribución granulométrica y del contenido de arcillas.

Las inundaciones o crecidas de barro son típicamente hiperconcentraciones de partículas no cohesivas, que presentan un comportamiento muy fluido para un rango de concentraciones de sedimento en volumen (C_v) de hasta un 40%.

Figura 2.4: Ejemplo de inundación o crecida de barro



Fuente: http://alvaroelobservador.blogspot.com/2009_06_01_archive.html

Los flujos de barro, por su parte, se caracterizan por la concentración de limos y arcillas, lo suficientemente alta como para cambiar las propiedades de la matriz del fluido, favoreciendo el transporte de materiales de gran tamaño. Así, los flujos de barro adoptan un comportamiento similar a una masa fluida muy viscosa, que a altas concentraciones tiene la capacidad de transportar sedimentos gruesos. La concentración de sedimento en volumen (C_v) de la matriz del fluido en flujos de barro está en un rango entre el 45% y el 55%.

Los flujos de barro presentan altas viscosidades y esfuerzos de fluencia, logrando viajar grandes distancias en pendientes moderadas y bajas velocidades, para depositarse en forma lobular en los abanicos aluviales.

Los flujos detríticos se componen de una mezcla de materiales, incluyendo grandes piedras, troncos, etc., donde la colisión lubricada entre las partículas es el mecanismo dominante de disipación de energía (Figura 2.5).

Figura 2.5: Ejemplo flujo detrítico



Fuente: http://rodolfovarela.blogspot.com/2011_01_15_archive.html

Desde el punto de vista de la reología, dentro de los flujos hiperconcentrados se involucra la interacción de diversos y complejos procesos físicos. Las partículas sólidas pueden chocar, rozar, rotar y vibrar durante el movimiento. La viscosidad de la matriz de fluido, la turbulencia, la fracción entre partículas y la colisión entre las mismas, son los cuatro elementos clave en el intercambio de momento de un flujo hiperconcentrado de sedimentos. La concentración de sedimentos puede

variar de manera drástica en un mismo evento de crecida, alternándose el dominio de las tensiones viscosas y turbulentas, produciendo flujos pulsantes.

La tensión de corte total hiperconcentrados de sedimentos, puede ser determinada por la suma de cinco componentes, como se indica en la ecuación 2.7.

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (2.7)$$

Dónde:

τ : tensión de corte total.

τ_c : esfuerzo de cedencia cohesiva.

τ_{mc} : tensión de corte de Mohr-Coulomb.

τ_v : tensión de corte viscosa.

τ_t : tensión de corte turbulenta.

τ_d : tensión de corte dispersiva.

En resumen, la resolución de la ecuación presentada permite obtener resultados de interés para una aplicación ingenieril del problema de flujos densos. La ausencia de los datos básicos necesarios, más la dificultad de determinarlos o definirlos, complica el uso de esta herramienta en la mayoría de los casos, por lo que debe recurrirse al empirismo.

2.5 MECÁNICA DE LOS FLUJOS CON MATERIAL SUELTO O SEDIMENTOS

2.5.1 PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS

Algunas propiedades dependen del material del que está constituido, mientras otras dependen de las características del movimiento, para medir las propiedades de estos flujos son reconocidas muy pocas técnicas.

A continuación se presenta en la Tabla 2.4 las propiedades físicas más relevantes de estos flujos.

Tabla 2.4: Propiedades físicas más relevantes de flujos detríticos

Propiedad y Unidades	Símbolo	Valores Típicos
Propiedades de los Granos Sólidos		
Densidad, Kg/m ³	ρ_s	2500 - 3000
Diámetro característico, m	d	10^{-5} - 10
Ángulo de fricción, grados (°)	Φ_g	25 - 45
Coefficiente de restitución	e	0,1 - 0,5
Propiedades del Fluido Intersticial		
Densidad, Kg/m ³	ρ_f	1000 - 1200
Viscosidad dinámica, Pa s	μ_f	0,001 - 0,1
Propiedades de la Mezcla		
Concentración volumétrica	c_v	0,4 - 0,8
Fracción fluida	$(1-c_v)$	0,2 - 0,6
Permeabilidad hidráulica, m ²	k	10^{-13} - 10^{-9}
Conductividad hidráulica, m/s	K	10^{-7} - 10^{-2}
Módulo de compresibilidad, Pa	E	10^3 - 10^5

Fuente: The physics of debris flows, RICHARD M. INVERSON, 1997

Elaborado por: Ciro Andrango, Piedra Julián

Dentro de la fracción sólida del flujo, la distribución de la granulometría es uno de los parámetros posibles de medir en forma adecuada, y en general puede ser bastante amplia, abarcando rangos de tamaños de arcillas hasta grandes rocas. Sin embargo, la granulometría no es un parámetro bien representado en los distintos modelos de flujos de material suelto o sedimentos, ya que estos en general consideran un tamaño único de sedimento (d).

En el comportamiento del flujo, la granulometría de la mezcla puede ser fundamental. En particular, el contenido de finos en el rango de arcillas puede influenciar considerablemente la mecánica de las interacciones entre partículas sólidas. La ración fina puede formar parte de fase líquida cambiando sus propiedades originales, principalmente su densidad (ρ_f) y viscosidad dinámica (μ_f), dependiendo de las características electroquímicas del material fino, es decir, del grado de cohesividad del material fino, las variaciones en la densidad y reología de la fase líquida pueden resultar muy importantes.

Según Iverson, para distinguir las fracciones efectivas del fluido y sólidos, en un flujo con sedimento, puede desarrollarse criterios en base a escalas de tiempo y

longitud. Si la duración de un flujo detrítico, t_D , es mayor en comparación a la escala de tiempo que tarda una partícula de diámetro d en sedimentar en agua pura, de viscosidad μ_w , la partícula debe ser considerada como parte de la fracción sólida. Por otro lado, si una partícula de tamaño d puede mantenerse suspendida por tiempos mayores a t_D como resultado de la resistencia que impone la viscosidad del agua pura, esta puede ser considerada como parte del fluido.

En un flujo detrítico las fracciones que forman parte de los sólidos, necesitan interactuar con otros granos o con la turbulencia propia del fluido para mantenerse suspendidos.

Una vez determinados los diámetros que forman parte del fluido se puede determinar la densidad de la matriz del flujo detrítico con la siguiente expresión:

$$\rho_f = \rho_s c_f + \rho_a (1 - c_f) \quad (2.8)$$

Dónde:

ρ_f : densidad de la matriz del flujo detrítico (kg/m^3).

c_f : relación volumétrica del fluido ocupado por granos finos (adimensional).

ρ_a : densidad del agua pura (kg/m^3).

ρ_s : densidad del sedimento fino (kg/m^3).

El parámetro μ_f resulta difícil de determinar ya que la presencia de partículas finas en el flujo intersticial afecta la viscosidad efectiva del fluido, por ende su influencia es compleja. Los efectos sobre la viscosidad según sean las características y concentración de finos presentes en el flujo pueden ser significativos.

Muchos investigadores han postulado fórmulas para determinar cómo varía la viscosidad de un fluido ante la presencia de partículas sólidas, la primera y una de las más conocidas es la fórmula de Einstein (1906). Sin embargo, la mayoría de estas ecuaciones han sido desarrolladas para concentraciones diluidas de esferas no cohesivas por lo que en general no son aplicables al caso de flujos detríticos.

La fórmula de Einstein, para mezclas de esferas no cohesivas ($c_f < 0,1$) y bajos números de Reynolds de las partículas ($Re \ll 1$) es la siguiente:

$$\frac{\mu_f}{\mu_w} = 1 + 2,5c_f \quad (2.9)$$

Dónde:

μ_f : viscosidad dinámica (Pa*s).

μ_w : viscosidad agua pura (Pa*s).

c_f : relación volumétrica del fluido ocupado por granos finos (adimensional).

El movimiento de flujos detríticos se manifiesta como un traspaso de energía que comienza con un movimiento insipiente de laderas y termina con la depositación del material.

La agitación del flujo no solo influye en la transformación de la energía cinética sino también actúa sobre la densidad de la mezcla y la habilidad de los granos para moverse unos sobre otros. La intensidad de las fluctuaciones y grado de agitación es medida con una cantidad escalar denominada temperatura granular (T), puede ser interpretada como el doble de la energía cinética de las fluctuaciones de velocidad de los granos sólidos y se define como:

$$T = \langle v_s'^2 \rangle = \langle (v_s - \bar{v}_s)^2 \rangle \quad (2.10)$$

Dónde:

T: energía cinética de las fluctuaciones de velocidad de los granos sólidos (m^2/s^2).

v_s : velocidad instantánea de los granos (m/s).

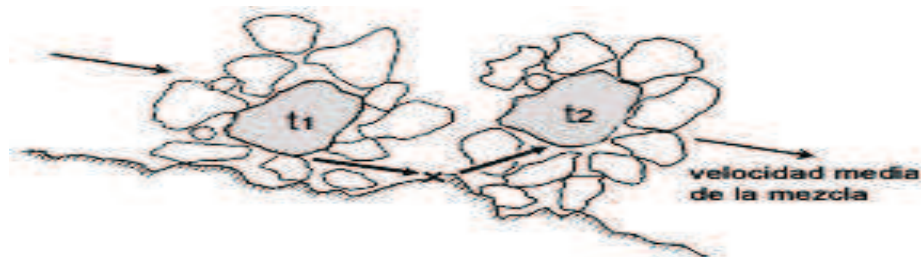
\bar{v}_s : velocidad media de los granos más su fluctuación v_s' (m/s).

$\langle \rangle$: denota un promedio adecuado sobre las fluctuaciones.

De esta forma, valores altos de T reducen la densidad de la mezcla y aumentan la habilidad de la masa para fluir, es decir a mayores valores de T , la mezcla se comporta como un fluido y menos como un sólido. Sin embargo, mayores valores de T inducen mayores tasas de disipación de energía debido al aumento de colisiones inelásticas entre los granos (Iverson, 1997). Por esto, T no puede ser mantenida en ausencia de intercambios de energía con el medio ambiente, puede ser generado y mantenido únicamente por la conversión continua de energía cinética de traslación de la mezcla a energía cinética de fluctuación de los granos sólidos.

Esto ocurre cuando los granos interactúan a lo largo de superficies circulares, como se demuestra en la Figura 2.6.

Figura 2.6: Descripción esquemática (Iverson, 1997)



Fuente: The physics of debris flows, RICHARD M. INVERSON, 1997

2.5.2 LEYES DE RESISTENCIA DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS

Para el análisis requiere tomar en cuenta los esfuerzos que se generan en la masa líquida. Como es de esperar, este análisis no es general, sino que usualmente parcializa el análisis tomando en cuenta las fuerzas que predominan en las interacciones o el comportamiento reológico de la mezcla. Además, este análisis a menudo requiere algunos parámetros que son determinados experimentalmente, reduciendo aún más su generalidad.

En el año de 1954, Bagnold introdujo el concepto de esfuerzos dispersos que representan los efectos del choque interno entre las partículas sólidas en el flujo. Bagnold clasificó el comportamiento de los flujos detríticos en tres regímenes, dependiendo del efecto relativo que tienen los esfuerzos de origen viscoso con la interacción entre partículas.

Se define el Número de Bagnold como:

$$Ba = \frac{\rho_s \dot{\gamma} d^2 \lambda^{\frac{1}{2}}}{u_f} \quad (2.11)$$

Dónde:

Ba: número de Bagnold (adimensional)

ρ_s : densidad de las partículas sólidas (kg/m³)

$\dot{\gamma}$: tasa de deformación angular de la mezcla (1/s)

d: tamaño de las partículas (m)

u_f : viscosidad dinámica del flujo intersticial (Pa*s))

λ : Concentración lineal, dada por:

$$\lambda = \left(\left(\frac{C_v}{C_{vmax}} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right)^{-1} \quad (2.12)$$

Dónde:

λ : Concentración lineal (adimensional)

C_v : concentración volumétrica de los sólidos en la mezcla (adimensional)

C_{vmax} : máxima concentración posible de los sólidos (adimensional).

Para el caso de arenas, C_{vmax} tiene un valor de 0,65. Para determinar el valor de $\dot{\gamma}$, es necesario conocer el perfil de velocidades de la mezcla, sin embargo, este dato es difícil de obtener en la práctica, por lo que el valor de $\dot{\gamma}$ es calculado a partir de otros parámetros, de ser estimados o medidos en el flujo. Para valores de Ba menores que 40, el régimen de flujo se denomina macroviscoso y, como el nombre lo indica, el escurrimiento de la mezcla es equivalente al flujo laminar de un fluido de gran viscosidad. Para valores de Ba mayores a 450, domina el efecto de choque entre las partículas sólidas y el régimen se denomina inercial. Valores intermedios del número de Bagnold corresponde a un régimen de transición. En la Figura 2.7 se aprecia que para $Ba < 40$, el esfuerzo adimensional G^2 (ecuación

2.13) es proporcional a la tasa de deformación del flujo ($\dot{\gamma}$), mientras que para $Ba > 450$ el esfuerzo total es proporcional al cuadrado de esta tasa.

$$G^2 = \frac{\Sigma \rho_s d^2}{\lambda u_f^2} \quad (2.13)$$

Dónde:

G^2 : parámetro de esfuerzo adimensional el que se puede interpretar como un número de Reynolds dispersivo (Seminara y Tubino, 1993)

Σ : esfuerzo de corte total (kg/m^2).

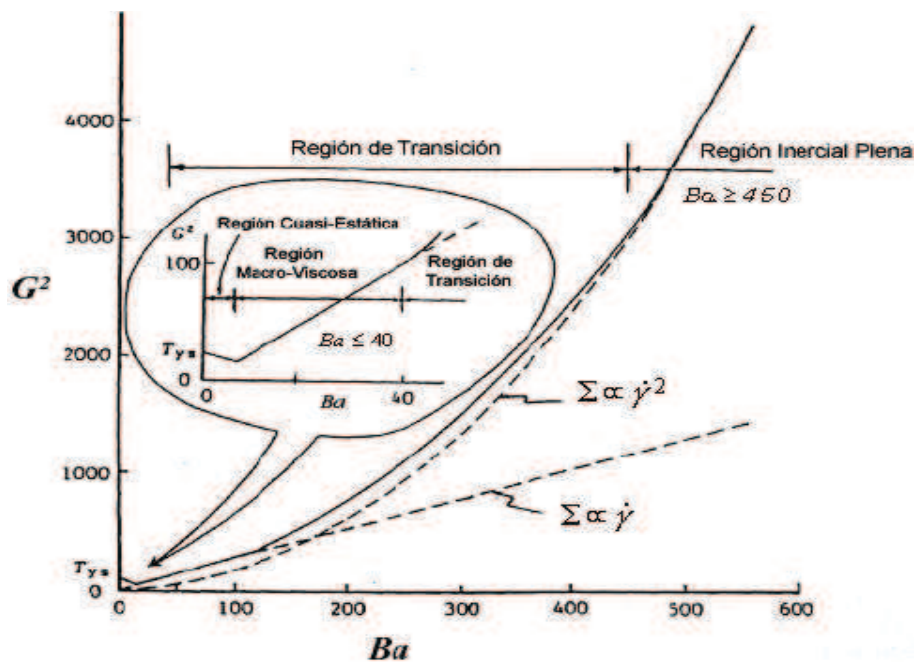
ρ_s : densidad de sólidos (kg/m^3).

d : diámetro de la partícula (m).

λ : Concentración lineal (adimensional).

u_f : viscosidad dinámica del flujo intersticial ($\text{Pa}\cdot\text{s}$).

Figura 2.7: Relación esfuerzo-deformación para flujos detríticos



Fuente: TAKAHASHI, 1991

La relación $G^2 = G^2(Ba)$ del gráfico de la Figura 2.7, permite clasificar las mezclas sólidos-líquidas en los siguientes rangos (Takahashi, 1991):

- Rango cuasi-estático $Ba < 5$,
- Rango Macro-viscoso $5 < Ba < 450$,
- Rango de transición $40 < Ba < 450$ y
- Rango inercial Pleno $Ba > 450$.

Según Seminaria y Tubino, (1991), el rango cuasi-estático se debe a que las fuerzas de contacto intergranular son de principal importancia, resultando un mayor efecto de la viscosidad del flujo intersticial, lo que da un comportamiento cuasi-estático.

Solo en rango macro-viscoso y zona inferior del rango de transición ($Ba < 120$), el fluido se comporta de forma Newtoniano, es decir, con una relación lineal entre esfuerzo y tasa de deformación. En lo que resta del rango de transición y en el rango inercial pleno ($Ba > 120$), el comportamiento mecánico se caracteriza por una relación esfuerzo deformación no lineal, la cual puede ser aproximada a una ley cuadrática (Takahashi, 1991).

Una manera para enfrentar la problemática de los flujos detríticos es a partir de información deducida de eventos naturales. Evidentemente, la aplicación de las correlaciones así obtenidas, está restringida a condiciones geológicas, geomorfológicas, climatológicas e hidrológicas similares, para las cuales han sido derivadas.

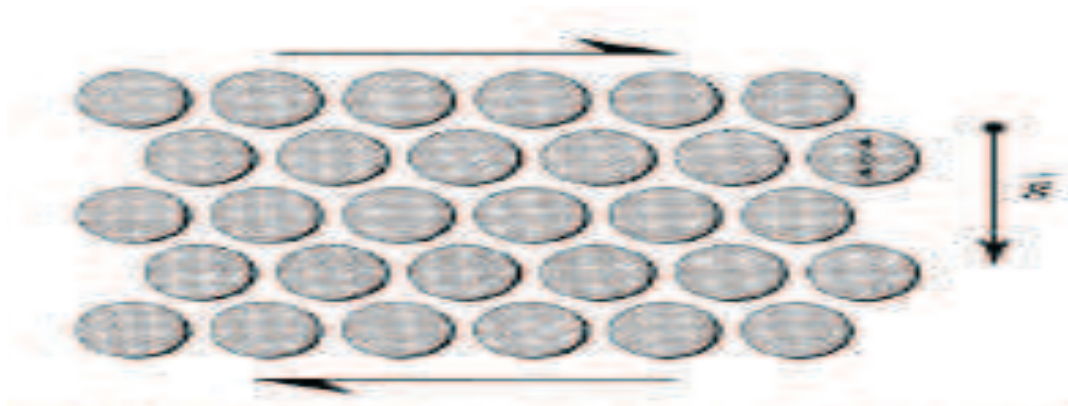
2.5.3 ESCALONAMIENTO DE FLUJOS DETRÍTICOS

Para cuantificar las fuerzas que predominan en las interacciones o comportamiento reológico de la mezcla, ya sean debidos a la interacción sólido-sólido (esfuerzos dispersivos de Bagnold), sólido-líquido, líquido-líquido, es necesario determinar parámetros adimensionales capaces de reconocer cuales son los efectos más relevantes en el comportamiento del flujo. Además, estas relaciones adimensionales resultan de gran utilidad para comprender y escalar parámetros importantes en la mecánica de flujos detríticos estimados en forma experimental. Para simplificar el análisis es de gran ayuda ignorar algunas de las complejidades de los flujos detríticos y considerar el transporte de momentum de un flujo permanente, en

un medio infinito (sin efectos de borde) y una mezcla uniforme de granos esféricos e idénticos, y agua (Figura 2.8, este es un flujo demasiado simple para representar flujos detríticos, sin embargo, provee una base para el análisis de parámetros de escala que determinan los esfuerzos). La condición que el dominio sea ilimitado y la existencia de un tamaño único de granos de diámetro d , establece que la escala de longitudes dominante en el problema es del orden del tamaño de los granos, d (Iverson, 1997).

El análisis dimensional define una serie de parámetros adimensionales los cuales pueden ser utilizados para clasificar flujos detríticos e identificar distintos patrones de comportamiento. La gran cantidad de parámetros adimensionales relevantes en el problema revela la dificultad de escalar estos flujos a tamaños de modelos de laboratorio.

Figura 2.8: Esquema de un flujo permanente, uniforme, sin efectos de borde, de esferas sólidas idénticas inmersas en un fluido newtoniano



Fuente: The physics of debris flows, RICHARD M. INVERSON, 1997

Todos los esfuerzos que acompañan el transporte de momentum en la mezcla se representan en forma conjunta por Σ . Se postula que la relación funcional de estos esfuerzos depende de 13 variables.

$$\Sigma = f(\dot{\gamma}, d, \rho_s, \rho_f, g, u_f, k, T, E, c_v, c_w, \phi, e) \quad (2.14)$$

Dónde:

$\dot{\gamma}$: tasa de deformación angular de la mezcla (1/s).

ρ_s y ρ_f : densidad de los sólidos y del fluido respectivamente (kg/m^3).

g : aceleración de la gravedad (m/s^2).

u_f : viscosidad dinámica del fluido ($Pa*s$)(considerando el porcentaje fino de los sólidos).

k : permeabilidad hidráulica de la mezcla (adimensional).

T : energía cinética de las fluctuaciones de velocidad de los granos sólidos (m^2/s^2).

E : módulo de compresibilidad de la mezcla sólido-líquido ($kg/(m*s^2)$).

c_v : concentración volumétrica de los sólidos (adimensional).

$c_w = 1-c_v$: porcentaje de fluido presente en la mezcla (adimensional).

Φ : ángulo de reposo de los sólidos ($^\circ$).

e : coeficiente de restitución de partículas sólidas (adimensional).

“Las primeras 10 variables presentadas en la ecuación 2.14 contienen 3 dimensiones físicas: masa, longitud y tiempo. Las últimas 4 variables son variables adimensionales. Según el teorema de Buckingham, cualquier relación entre 10 variables que comprometen 3 dimensiones físicas, se reduce a una relación de 7 parámetros adimensionales independientes. La definición de estos parámetros depende de la elección de escalas características de: longitud, masa y tiempo. Dada la simplicidad del sistema elegido se deduce que la escala de longitudes corresponde al tamaño de los sedimentos (d), la escala de la masa es $\rho_s d^3$ y por último la escala característica de tiempo $1/\dot{\gamma}$. Así queda definida además una escala de velocidad $u \sim \dot{\gamma}d$, la cual describe la velocidad con que los granos se mueven entre si y a la velocidad a la que el fluido se mueve debido al movimiento de los granos. De esta forma es posible obtener la siguiente relación funcional para los esfuerzos adimensionales” (Iverson).

$$\frac{\Sigma}{\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s} = F \left(\frac{\dot{\gamma}^2 d}{g}, \frac{\dot{\gamma} d^2 \rho_s}{u}, \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f}, \frac{T}{\dot{\gamma}^2 d^2}, \frac{k}{d^2}, \frac{E}{\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s}, c_v, \phi, e \right) \quad (2.15)$$

“Así se obtienen 10 parámetros adimensionales que determinan el esfuerzo adimensional. El primer parámetro de la derecha de la ecuación 2.15 fue propuesto por Savage (1984) y es conocido como el número de Savage. El segundo parámetro es una variación del parámetro investigado por Bagnold (1954) y denominado el número de Bagnold. El tercer parámetro corresponde a la razón entre la densidad de los sólidos y el fluido. El quinto parámetro es la permeabilidad dividida por el cuadrado del diámetro de los granos, representa el rol que juega el tamaño de los granos y el empaquetamiento en la interacción sólido-líquido. El sexto parámetro corresponde al módulo de compresibilidad dividido por el esfuerzo característico $\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s$ ” (Iverson, 1997).

Mediante la adecuada combinación de los parámetros adimensionales anteriores es posible formular otros con una interpretación física más clara.

El primer parámetro corresponde al número de Savage (Sa) el cual puede ser interpretado como la razón entre los esfuerzos de corte inerciales, asociados al choque de partículas y el esfuerzo de corte cuasiestático asociado al peso y fricción de la fracción sólida (esfuerzos de Coulomb).

$$Sa = \frac{\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s}{(\rho_s - \rho_f) g h \tan \phi} \quad (2.16)$$

Donde ϕ corresponde al ángulo de fricción interna de los sólidos. Publicaciones posteriores a la de Iverson (1997), eliminan el término $\tan \phi$ del número de Savage, quedando este definido como (Iverson y Denlinger, 2001):

$$Sa = \frac{\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s}{(\rho_s - \rho_f) g h} \quad (2.17)$$

De forma similar se obtiene el número de Bagnold (Ba), el cual se define como la razón entre los esfuerzos inerciales de los granos y los esfuerzos viscosos.

El número de Bagnold en su forma original se define como:

$$Ba = \frac{\dot{\gamma} d^2 \rho_s}{u_f} \lambda^{\frac{1}{2}}, \quad \lambda = \left[\left(\frac{C_{vmax}}{C_v} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-1} \quad (2.18)$$

Otro parámetro obtenido mediante este análisis es el “número de masa” (N_{mass}), el cual describe la razón entre los esfuerzos de inercia de la fracción sólida-líquida en la mezcla:

$$N_{mass} = \frac{c_v \rho_s}{1-c_v \rho_f} \quad (2.19)$$

Además Iverson (1997) presenta el “número de Darcy” (N_{Dar}), el cual describe la tendencia a aumentar la presión de poros debido al movimiento de los granos, y como está, a su vez, atenúa la interacción sólido-sólido. Este parámetro se obtiene mediante la razón entre los esfuerzos debido a la interacción sólido-fluido, que resulta del movimiento relativo de los sólidos y del fluido ($\sim \dot{\gamma}^2 u d^2 / k$), y los esfuerzos inerciales de los sólidos ($\sim c_v \rho_s \dot{\gamma}^2 d^2$).

$$N_{Dar} = \frac{u_f}{c_v \rho_s \dot{\gamma} k} \quad (2.20)$$

Es posible determinar otro parámetro adimensional dividiendo N_{Dar} por $E/(\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s)$ resultando $(\dot{\gamma} u_f d^2)/(c_v k E)$, un parámetro adimensional que representa la razón entre la escala de tiempo de la difusión de la presión de poros a lo largo de una distancia δ , y la escala de tiempo para la generación de la presión de poros por la interacción entre granos $1/\dot{\gamma}$ (Iverson, 1997).

Dividiendo el número de Bagnold por el número de Savage, es posible formar un parámetro que mide la relación entre los esfuerzos friccionantes debidos a la gravedad (esfuerzos de Coulomb) y los esfuerzos viscosos. Este número se denomina Número de fricción, y se escribe de la siguiente forma:

$$N_f = \frac{c_v (\rho_s - \rho_f) g h}{1-c_v \dot{\gamma} u_f} \tan \phi \quad (2.21)$$

El grupo de parámetros adimensionales definidos, diferencian 5 procesos de transporte de momentum (generación de esfuerzos) en un flujo estacional de una mezcla uniforme de partículas esféricas idénticas y agua: (1) colisiones inerciales entre granos, (2) fricción por el contacto entre granos, (3) esfuerzos viscosos, (4) fluctuaciones inerciales (turbulencias) de velocidad, y (5) interacción sólido-líquido (Iverson, 1997).

Iverson y Denlinger (2001) definieron una serie de variables normalizadas en la ecuación de momentum según x (dirección del flujo) con el fin de encontrar la forma de escalar resultados físicos. Estas definiciones indicaron la importancia de dos escalas de longitudes, L y H . La escala L se relaciona con la dirección del flujo (x, y), mientras que H con la dirección normal (z). Si sustituimos la escala L (con la longitud máxima de flujo) y la escala H (con el espesor máximo) en la ecuación de momentum según x , se obtiene 2 parámetros adimensionales relevantes.

$$\varepsilon = \frac{H}{L}, \quad N_R = \frac{\rho H \sqrt{gL}}{(1-c_v)u_f} \quad (2.22)$$

Siendo ρ la densidad de la mezcla sólido-líquido. El parámetro ε es la típica razón entre espesor y largo del flujo, un factor geométrico que indica independencia en las escalas. Por el contrario N_R sirve como un factor de escala dinámico análogo al número de Reynolds en la mecánica de fluidos Newtonianos.

En la ecuación de momentum presentada por Iverson y Denlinger (2001), el parámetro N_R aparece como denominador en todos los términos viscosos de la ecuación de momentum, esto indica que los efectos viscosos van a ser menos importantes en flujos de grandes dimensiones (es decir para valores altos de $H\sqrt{gL}$), que en los flujos de pequeñas dimensiones con el mismo valor de $(1-c_v)u_f/\rho$ (viscosidad cinemática efectiva).

Flujos en los que el fluido intergranular es aire o agua, exhibirían efectos viscosos importantes solo para valores muy pequeños de $H\sqrt{gL}$, es decir, flujos en miniatura, ya que la viscosidad cinemática efectiva varía generalmente entre 10^{-4} y 10^{-6} m^2/s . Para este rango de valores, los autores infieren que flujos secos de granos son dinámicamente similares a flujos saturados de tamaños similares para las mismas características de los granos, esta inferencia contradice la experiencia e indica la necesidad de considerar un factor de escala adimensional relacionado con la existencia de esfuerzos del fluido.

Mediante un análisis de evolución de la presión de poros los autores identifican un factor de escala denominado N_p .

Iverson y Denlinger (2001) plantean una ecuación de advección difusión para la presión de poros en el flujo. Reemplazando las mismas variables adimensionales utilizadas en la ecuación de momentum definen el parámetro adimensional N_p de la siguiente manera:

$$N_p = \frac{D \sqrt{L/g}}{H^2} \quad (2.23)$$

Dónde: D es la constante de difusividad de la presión de poros en la mezcla agua sedimento; $\sqrt{L/g}$ representa la escala de tiempo del flujo; H^2/D es la escala de tiempo de difusión de la presión de poros en la dirección normal a la dirección del flujo. N_p decrece cuadráticamente con la altura de escurrimiento del flujo.

D depende principalmente de la viscosidad del flujo intersticial, como también de la permeabilidad (k), y del módulo de compresibilidad (E) de la mezcla. Cada parámetro puede variar varios órdenes de magnitud en función de la distribución granulométrica, porosidad y grado de agitación de la mezcla. Para mezclas detríticas compuestas predominantemente de arenas y gravas, los valores de la constante de difusividad (D), se encuentran en el rango de 10^{-3} a 10^{-7} m²/s. Valores mayores a 10^{-3} m²/s pueden existir en el frente de flujos detríticos, donde la segregación del tamaño de los sedimentos comúnmente produce una concentración de gravas y rocas (Iverson y Denlinger, 2001).

La constante de difusividad puede ser estimada de la siguiente forma:

$$D = \frac{kE}{u_f} \quad (2.24)$$

Sin duda, uno de los parámetros más clásicos en el estudio del comportamiento de flujos detríticos es el número de Bagnold, el que divide al flujo detrítico en dos regímenes principales: régimen Macro-viscoso ($Ba < 40$) y régimen inercial ($Ba > 450$) (Figura 2.7). La concentración lineal (λ) es un parámetro importante en la determinación del número de Bagnold, ya que representa la importancia que tiene la concentración de sólidos (c_v) en las fuerzas que dominan las interacciones dentro del flujo. En el límite, cuando la concentración de sólidos tiende a la concentración de empaquetamiento (c_{vmax}), λ tiende a valores altos ($\lambda \sim \infty$), el cual

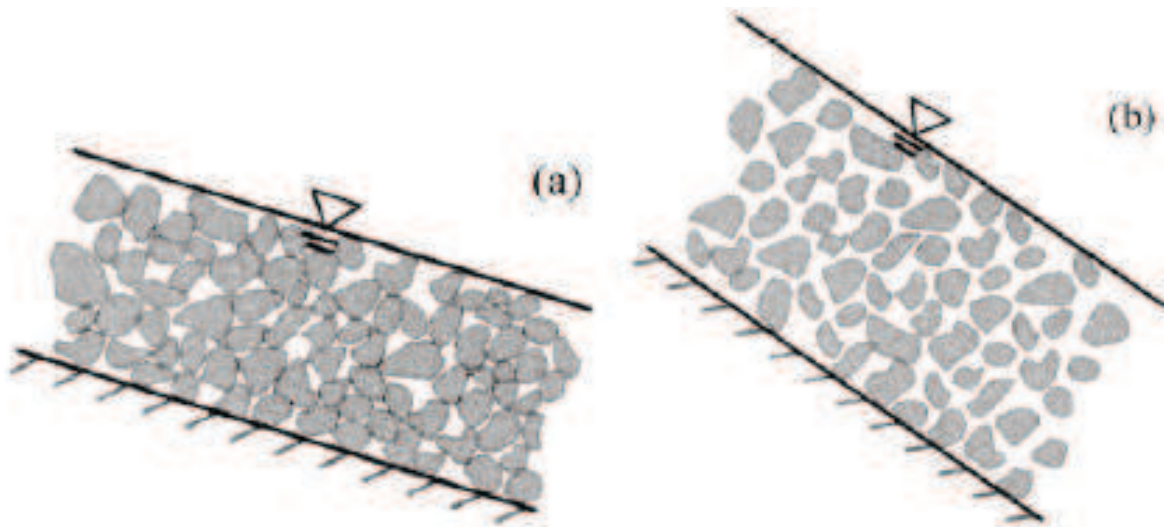
es el indicador que las colisiones entre partículas superan ampliamente los efectos debido a la viscosidad. Este efecto puede resultar engañoso, ya que sería posible tener flujos con altos valores de Ba por consecuencia de altas concentraciones de sólidos, pero que prácticamente no se mueven o presentan movimientos más relacionados con masas sólidas (preponderan los esfuerzos de Coulomb). Si bien, en un flujo de estas características, la concentración de sólidos es fundamental en el comportamiento de la masa sólido-líquido, no son precisamente las colisiones entre partículas lo que domina el movimiento.

La importancia referente de los esfuerzos de Coulomb (fricción entre partículas sólidas debido al contacto producto de la fuerza de gravedad), frente a aquellos debido a las colisiones entre partículas en flujos de granos inducidos por gravedad, pueden ser evaluados utilizando un criterio numérico identificado por Savage (1984). Este criterio distingue el régimen de escurrimiento en base al número de Savage (sa), el cual caracteriza los esfuerzos dominantes en un flujo permanente y uniforme (Iverson y Denlinger, 2001).

En base a estos distintos datos, Savage y Hutter (1989) estimaron que para $Sa > 0.1$ los esfuerzos, debidos a las colisiones entre partículas, afectan la dinámica del flujo en forma significativa (Iverson y Denlinger, 2001 Iverson y Vallance, 2001). Es decir, para $Sa > 0.1$ las colisiones entre partículas dominan el régimen del flujo frente a los esfuerzos debido a la fricción entre granos (esfuerzos de Coulomb).

La presión de poros del fluido por sobre la presión de equilibrio estático reduce los efectos friccionantes por el contacto entre granos y simulando la condición $p_f \rightarrow p_s$, pudiendo, en forma temporal o local, aumentar el valor efectivo de Sa . En el límite de licuefacción de la mezcla producto de altos valores de p , los esfuerzos gravitacionales debido al contacto entre partículas se desvanecen y Ba describe la partición entre las fuerzas debido a las colisiones y las fuerzas debido a la viscosidad (Iverson y Vallance, 2001).

Figura 2.9: Sección esquemática de un flujo permanente y uniforme de una masa sólido-líquida que escurre por un plano inclinado.



a) Flujo altamente concentrado donde predomina la fricción de granos.

b) Flujo donde predominan las colisiones entre partículas.

Fuente: "The physics of debris flows", (Iverson y Denlinger, 2001)

El efecto de la concentración volumétrica en el transporte de momentum puede ser cuantificado en forma rudimentaria evaluando el número de masa, N_{mass} . Valores de $N_{mass} > 1$ indica que el transporte de momentum, debido a los sólidos, es dominante (Iverson y Vallance, 2001).

Sobre el número de Darcy (N_{Dar}), no se registran muchos datos disponibles. Según Iverson, se reportan experimentos con $1000 < N_{Dar} < 6000$, en donde grandes fluctuaciones de presión evidenciaron una fuerte interacción sólido-fluido. Probablemente, valores de N_{Dar} dentro de este rango, se presentan en la mayoría de los flujos detríticos.

Los parámetros adimensionales obtenidos por Iverson y Denlinger (ϵN_p y N_R) resultan de gran utilidad ya que estos relacionan las escalas geométricas del flujo con diferentes aspectos de su comportamiento. Lo anterior, presta utilidad al momento de escalar flujos a tamaños de laboratorio. En particular estos parámetros muestran las dificultades que existen al escalar flujos detríticos reales, a modelos de laboratorio y, además, comprender los resultados que otorgan estos modelos.

N_R muestra que los efectos de la viscosidad se vuelven más relevantes en flujos de pequeñas dimensiones. Por otro lado, N_p indica que flujos de grandes escalas

son capaces de mantener altos valores de presión de poros por más tiempo que flujos de escalas pequeñas.

Para flujos geofísicos, donde H sobrepasa generalmente el metro de altura y L por lo general sobrepasa las centenas de metros, los valores típicos de ε y N_R están en los rangos $\varepsilon < 0,01$ y $N_R > 10^6$, respectivamente. Valores de $N_p \ll 1$ son aplicables a la mayoría de los flujos geofísicos, lo que indica que si se desarrollan altos valores de la presión de poros, esta persiste por mucho más tiempo que la escala de movimiento de flujo (Iverson y Denlinger, 2001).

Comúnmente los flujos geofísicos presentan altos valores de N_R pero bajos valores de N_p , indicando que las fuerzas debidas a la viscosidad son despreciables pero los efectos de la presión de poros no. Estas condiciones son imposibles de representar en experimentos en miniatura ya que N_R decrece pero N_p crece a medida que el tamaño del flujo disminuye (Iverson y Denlinger, 2001).

Dada la gran dificultad que muestra el escalamiento de los flujos detríticos a experimentos de laboratorio, se puede concluir que es imposible representar todas las variables relevantes del flujo en un experimento a escala. De esta forma, será necesario estudiar caso a caso las variables que se quieran analizar de manera de determinar escalas adecuadas capaces de representar de buena forma el fenómeno que se va a estudiar.

Así, se deberá contar con varias instalaciones para escalar adecuadamente las diferentes interacciones que ocurren en un mismo flujo detrítico, y sin embargo, otras nunca quedarán bien representadas.

A pesar de que el número de Bagnold es el número adimensional más clásico para definir el comportamiento de flujos detríticos, esta clasificación no es suficiente y se debe recurrir a otros parámetros adimensionales para su correcta definición. Así, el número de Savage, N_p , N_R , entre otros, han adquirido cada vez más relevancia en la clasificación de estos flujos. Además, otros parámetros no presentados en este proyecto de titulación podrían ser iguales o más relevantes dependiendo de las características del flujo y del problema particular que se desee estudiar.

2.6 CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES

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

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

“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).

Hungr 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 deposición.

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.

2.6.1 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.

Es un parámetro difícil de determinar debido a que los registros son relativamente cortos. Se debería asignar una probabilidad de ocurrencia relativa para un número de cauces en una región geográfica particular. Factores que deben considerarse incluyen los eventos pasados y las características de drenaje de la cuenca, cauces y conos de deyección, todas estas comparadas con las características presentes en eventos anteriores.

2.6.2 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 debiese 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 debiese 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).

2.6.3 CAUDAL MÁXIMO Y ALTURA DE ESCURRIMIENTO

Los flujos detríticos presentan características no estacionarias y pulsantes. El movimiento del frentes 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.

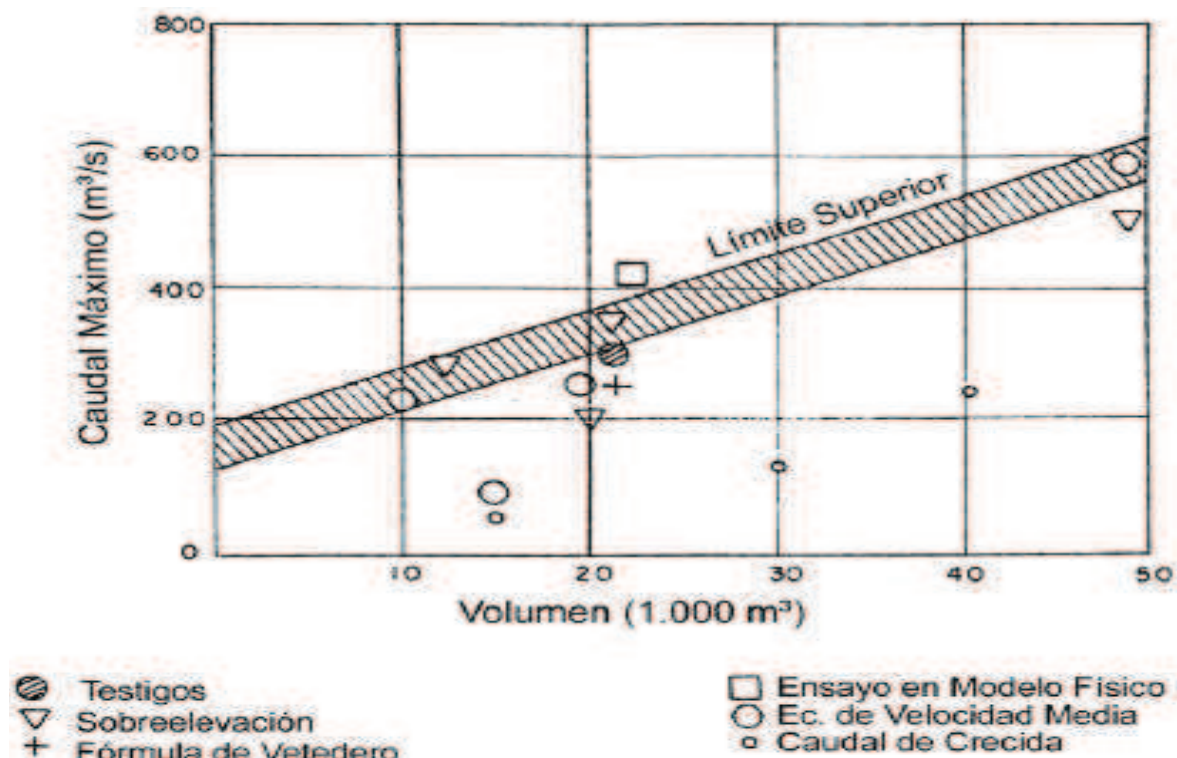
El caudal máximo ocurre inmediatamente después del paso del frente de onda y es de corta duración.

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 2.10: 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:

$$Qd = Qo * P = Qo \frac{C^*}{C^* - C_d} \quad (2.25)$$

Dónde:

Qd: caudal máximo del flujo detrítico (m³/s).

Qo: caudal máximo líquido (m³/s).

P: coeficiente de ampliación (adimensional).

Cd: concentración volumétrica de sólidos (%).

C*: la concentración máxima de los sólidos (o concentración de empacamiento) (%).

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

$$C_d = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} * \frac{\tan \alpha}{(\tan \phi - \tan \alpha)} \quad (2.26)$$

Dónde:

C_d : concentración de equilibrio del flujo, la cual alcanza en condiciones estacionarias.

ρ : densidad del agua (kg/m^3).

ρ_s : densidad de sólidos (kg/m^3).

α : ángulo de inclinación del lecho ($^\circ$).

Φ : ángulo de fricción interna del material depositado (entre 30° y 40°).

“En cuanto a la velocidad y 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, fórmulas 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:

$$U = \frac{\gamma \sin \alpha h^2}{l * \nu} \quad (2.27)$$

Dónde:

U : velocidad (m/s).

$\tan \alpha$: pendiente del cauce (m/m).

h : altura de escurrimiento (m).

γ : peso específico (kg/m^3).

l : corresponde a una constante que depende de la sección transversal del cauce ($l=3$ para cauces amplios, $l=8$ para canales semicirculares).

ν : viscosidad dinámica ($\text{Pa}\cdot\text{s}$).

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.

$$h_u = \left(\frac{Q}{BK_S l^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (2.28)$$

Dónde:

Q : caudal (m^3/s).

B : ancho del cauce (m).

l : pendiente del cauce (m/m).

K_S : coeficiente de Strickler,

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

$$K_S = \frac{2h_u}{5\lambda D} \sqrt{g \frac{\rho(C\Delta+1)}{\rho_s a \sin(\phi)} h_u^{\frac{1}{6}}} \quad (2.29)$$

Dónde:

K_S : coeficiente de Strickler.

D : tamaño de las partículas (m).

Φ : ángulo de fricción ($^\circ$).

α : 0,35 (Takahashi).

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:

$$U = \left(\frac{U_{max}}{2} \right) \left(1 + \frac{R-B}{R} \right), \quad U_{max} = \left(\frac{\Delta h * g * R}{2} \right) \quad (2.30)$$

Dónde:

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 del cauce (m).

g: aceleración de la gravedad (m/s^2).

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

$$U = C (R_h * I)^{\frac{1}{2}} \quad (2.31)$$

Dónde:

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:

$$U = \left(g * R_c \frac{\Delta h}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.32)$$

Dónde:

g: aceleración de la gravedad (m/s^2)

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.

2.6.4 TAMAÑO DE LOS SEDIMENTOS Y DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

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.

2.6.5 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 tiende 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.

2.6.6 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.

2.6.7 FUERZAS DE IMPACTO

Se debe considerar que las obras de control de torrentes debe 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 al 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 un flujo de velocidad uniforme igual a la velocidad media.

La ecuación de momentum se expresa de la siguiente manera:

$$F = \rho_d A u^2 \sin \beta \quad (2.33)$$

Dónde:

F: fuerza de empuje debido al impacto de onda contra la barrera (N).

ρ_d : densidad de los detritos (kg/m^3).

u: velocidad media del flujo (m/s).

A: Área transversal del flujo (m^2).

β : ángulo formado por la dirección del flujo y la cara de la barrera ($^\circ$).

“Es recomendable que la fuerza de impacto calculada sea distribuida en una 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” (Hungry 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 calculado para una fuerza estática, según estudios realizados en Japón (ecuación 2.34).

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:

$$\Delta p = a_p \rho_{df} v_{impact}^2 \quad (2.34)$$

Dónde:

Δp : Sobrepresión (Pa).

ρ_{df} : densidad del flujo detrítico (kg/m^3).

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, el 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:

$$v_{\text{impact}} = \text{Max} \left\{ v_u = K_s i^{\frac{1}{2}} h_u^{\frac{2}{3}}, v_{r-p} = 2\sqrt{gh_u} = 2\sqrt{g \left(\frac{q}{BK_s i^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{5}{3}}} \right\} \quad (2.35)$$

Dónde:

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 del 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 sobrestimada, 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 del 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 di-

námico 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” (Hungry 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 de 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:

$$P = \sqrt{Au^2K} \quad (2.36)$$

Dónde:

P: fuerza de impacto (N).

u: velocidad del 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):

$$P_I = \frac{wu}{Ag\Delta t} \quad (2.37)$$

Dónde:

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 (m^2)

g: aceleración de la gravedad (m/s^2),

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 a los esfuerzos de presión hidrodinámicos.

2.6.8 SOBREVACI3N Y TREPAMIENTO

“La sobrelevaci3n 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 contenci3n en el lado exterior de las curvas. Por otro lado, las diferencias de altura percibidas en las trazas dejadas por el aluvi3n en las curvas del cauce, pueden ser utilizadas para estimar la velocidad y características de eventos pasados” (Hungar et al., 1984).

La sobrelevaci3n que experimenta un flujo detrítico puede ser utilizada a partir de la ecuaci3n de un v3rtice forzado:

$$\Delta h = k \frac{bu^2}{Rg} \quad (2.38)$$

D3nde:

Δh : diferencia de alturas entre ambos lados del flujo (m).

k: factor de correcci3n que depende de la viscosidad y distribuci3n vertical de los s3lidos 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/s^2).

Se recomienda utilizar $k=5$ para calcular la sobrelevación para fines de diseño, y $k= 2,5$ para estimar velocidades a partir de sobrelevaciones 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 maximizo de trepamiento y el que normalmente se utiliza para el diseño. A este valor se lo 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” (Hunggr et al., 1984, Ayala, 1996).

2.6.9 PENDIENTE DE LOS DEPÓSITOS

El ángulo o pendiente de los depósitos generados por un 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:

$$\tan \gamma = \frac{C^*(\rho_s - \rho_f)}{C^*(\rho_s - \rho_f) + \rho_f(1 + h_o d^{-1})} \tan \phi \quad (2.39)$$

Dónde:

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, 1981).

2.6.10 TAMAÑO DEL CONO DE DEYECCIÓN

Este 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.

2.6.11 PENDIENTE DEL CAUCE O CUENCA

La pendiente de un cauce o cuenca, es función de las características del 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 disminuye con la elevación. La pendiente resulta impor-

tante para determinar donde resulta más práctico construir obras de protección según sea el tipo de control que se desee. Mientras más fino es el sedimento, se necesitan menores pendientes para conseguir su sedimentación.

2.6.12 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.

2.6.13 MORFOLOGÍA

Depende de las características de los fenómenos torrenciales pasados y de cualquier otro fenómeno geomorfológico que haya ocurrido. Las características morfológicas incluyen: profundidad de la sección del cauce, existencia de antiguos cauces y la rugosidad de la superficie de la cuenca. Por lo tanto, la morfología puede determinar la facilidad de avulsión del cauce y cuán 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 del sedimento transportado.

2.6.14 EXISTENCIA Y LOCACIÓN DE ESTRUCTURAS ARTIFICIALES

La existencia de estructuras como: caminos, puentes o casas; impiden la colocación de obras de control de torrentes. No obstante, existen casos donde dichas estructuras han sido incorporadas en el diseño de obras de control de torrentes

CAPÍTULO 3

ESTRUCTURAS ESPECIALES PARA EL CONTROL DE TORRENTES

3.1 OBRAS DE ALMACENAMIENTO

Estas obras cumplen las siguientes funciones:

- Capturar el flujo detrítico, de tal manera que reduzca el volumen de la descarga de sedimentos.
- Aumentar el período de tiempo entre el inicio del flujo y 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.

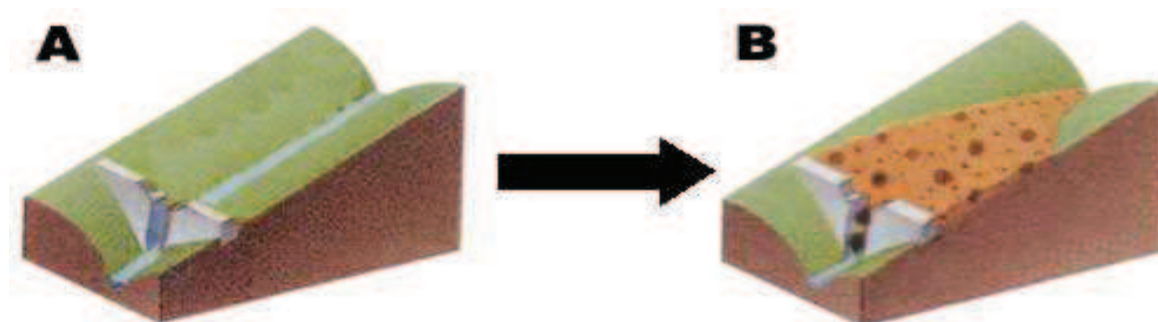
También dentro de esta clasificación se podrían incluir las estructuras de disipación de energía y sistemas de presas definidos por Fiebiger (1997).

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.

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 semi-permeable 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 3.1.

Figura 3.1: Función de presas abiertas (slit dam)



A) La presa permite que los sedimentos escurran libremente para condiciones normales.

B) Cuando ocurre un flujo detrítico de grandes proporciones, los sedimentos son capturados y retenidos temporalmente previniendo desastres hacia aguas abajo.

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

Las presas impermeables o de tipo similar, como presas contenedoras o consolidadas, también son utilizadas como obras de almacenamiento. Un ejemplo los constituye una serie de presas diseñadas y construidas en la ciudad de Antofagasta, Chile (Figura 3.2).

Figura 3.2: Obras de almacenamiento construidas en las cercanías de la ciudad de Antofagasta, Chile (vista hacia aguas arriba)

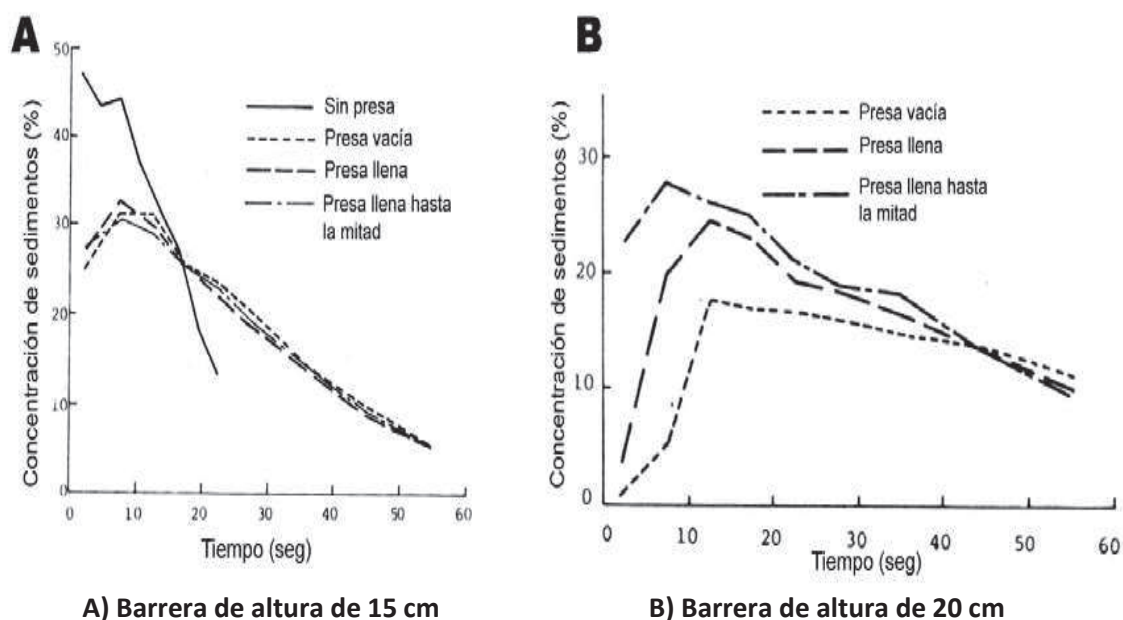


Fuente: International Sabonetwork, <http://www.sabo-int.org>

El diseño de estas presas consiste en retener gran parte de los sedimentos arrastrados por el aluvión. De esta manera, al entrar el flujo a la ciudad, la concentración de sedimentos es lo suficientemente baja como para no causar daños y ser conducido sin mayores problemas. Estas obras deben tener un control de mantenimiento constantemente, con el fin de que se encuentren operativas.

Tanto el funcionamiento, como la efectividad de este tipo de presas, son discutidas mediante información experimental por Senoo y Mizuyama (1984). Según lo observado por los autores, cuando un flujo detrítico alcanza una presa (check dam), parte del flujo detrítico es retenido por la presa dependiendo de su capacidad. Cuando el frente de flujo es atrapado por la presa, la concentración de sedimentos que escurre aguas abajo se reduce. Sin embargo el grado de efectividad de la presa en la reducción de la concentración de sólidos, puede verse afectada en el caso de encontrarse llena antes de la ocurrencia del flujo. Este caso también fue analizado en forma experimental. Los resultados obtenidos pueden ser observados en la Figura 3.3.

Figura 3.3: Variación de la concentración de sólidos en el tiempo



Fuente: Senoo y Mizuyama, (1984)

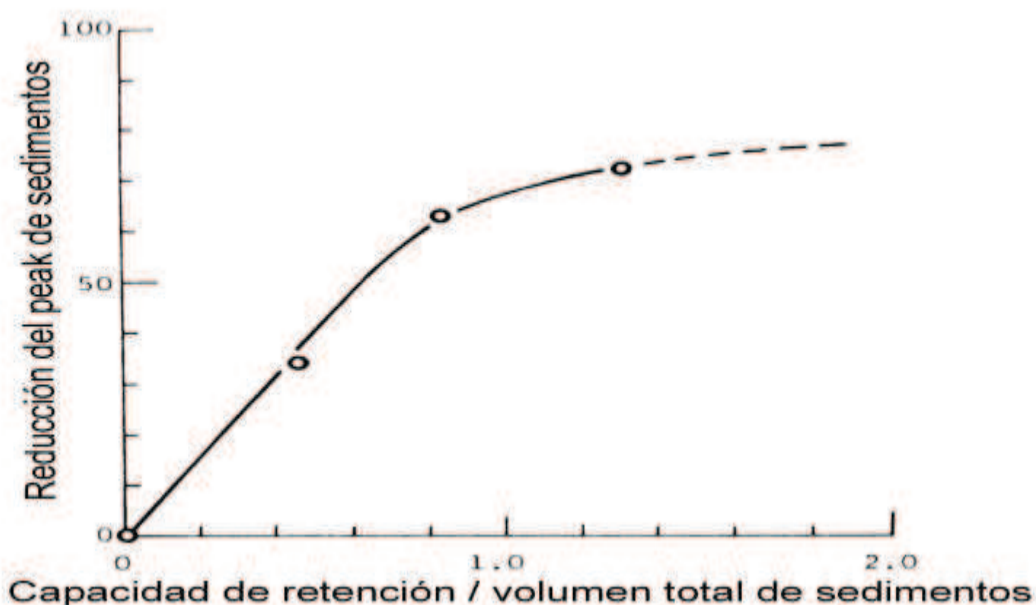
En la Figura 3.3, se aprecia que para barreras de pequeña altura, es decir, cuando la capacidad de la presa no es lo suficientemente grande, como el flujo incidente, no se observan diferencias entre presas llenas de sedimentos o presas

vacías. En el caso de presas más altas, presas vacías muestran una mayor reducción del máximo de sedimentos arrastrados.

En conclusión, una presa vacía resulta más efectiva para retener flujos detríticos, Sin embargo, una presa llena parcialmente de sedimentos, también resulta efectiva para reducir el máximo arrastre de sedimentos, siempre y cuando la pendiente de los depósitos existentes no haya alcanzado el valor correspondiente al lecho original.

El grado de reducción de la concentración de sedimentos aumenta según la razón entre la capacidad de retención de la presa y el volumen de sedimentos descargados. La capacidad de la presa se define como el volumen resultante al suponer que la pendiente de los depósitos es la mitad de la pendiente del lecho original Figura 3.4. (Senoo y Mizuyama, 1984).

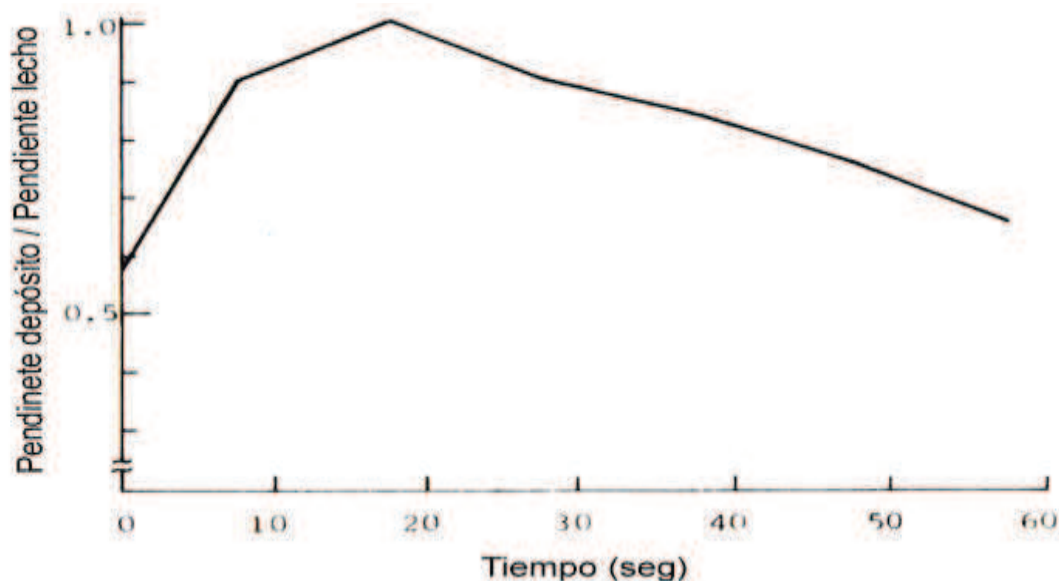
Figura 3.4: Porcentaje de reducción al máximo de sedimentos arrastrados



Fuente: Senoo y Mizutama (1984)

La pendiente de los depósitos generados sobre la presa, varía en el tiempo, como se muestra en la Figura 3.5. La pendiente de los depósitos, aumenta hasta alcanzar el valor de la pendiente del lecho. Luego, la pendiente, empieza a descender debido al flujo de menor concentración que se desarrolla posteriormente. Por ello, luego de ocurrir un flujo detrítico, es posible observar pendientes de los depósitos prácticamente horizontales (Senoo y Mizuyama, 1984).

Figura 3.5: Cambio de la pendiente superficial de los depósitos en función del tiempo ($Q= 1,7 \text{ l/s}$)



Fuente: Senoo y Mizutama, 1984

Una de las funciones de las obras de almacenamiento, es retener partículas de mayor tamaño y troncos de árboles que usualmente son arrastrados por el frente de flujo (Seminara y Tubino, 1993). Según VanDine, algunos tipos de estructuras permeables son utilizadas para separar la fracción gruesa del flujo detrítico, de la fracción más fina y el agua. De esta forma, la porción gruesa del flujo queda depositada aguas arriba de la estructura.

Presas abiertas han sido empleadas extensivamente en el manejo de flujos detríticos, debido a su función en la regulación del sedimento, obstrucción de las partículas más grandes y paso del fluido, etc. A veces estas estructuras son combinadas con barreras o presas y otras obras con el fin de aumentar la depositación.

Ciertos criterios de diseño incluyen: magnitud o volumen del flujo detrítico, distribución granulométrica, tamaño de los sedimentos, alcance o distancia recorrida por el flujo hasta depositarse, fuerzas de impacto, ángulo de depositación, etc.

Una obra de este tipo, bien ubicada, diseñada y construida, en conjunto con una obra de depositación, es probablemente una de las mejores y más sofisticadas formas de control aluvial, pero a su vez, altamente costosa.

Las estrategias actuales sobre control aluvial se enfocan en el desarrollo de presas permeables, las cuales se ajustan de mejor forma a las condiciones naturales de los cauces. Una gran cantidad de formas han sido diseñadas y probadas con el fin de optimizar sus objetivos. Dentro de las estructuras permeables pueden ser reconocidas dos formas básicas, las que muchas veces se combinan en una sola estructura.

3.2 BEAM-DAM (PRESAS EN BASE A VIGAS HORIZONTALES)

Consisten en estructuras con aberturas horizontales, en lo posible, sin provocar estrechamientos en el cauce, cuyo propósito principal es el de filtrar sedimentos y troncos (Figura 3.6). El ancho de separación de las vigas o elementos horizontales es proporcional al tamaño de las rocas más grandes.

Figura 3.6: Presas de aberturas horizontal (beam-dam)



Fuente: Mizuyama, 2003.

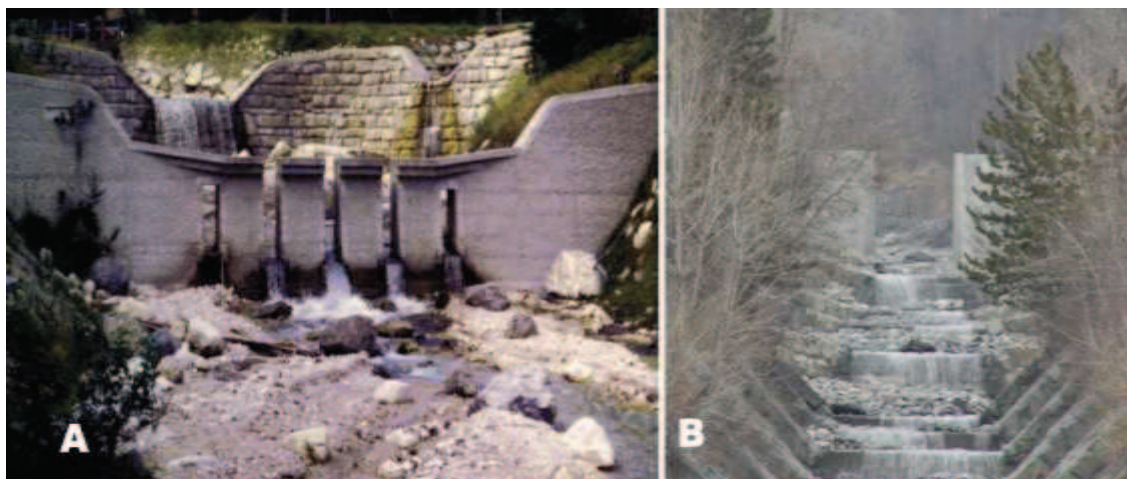
3.3 SLIT-DAM (PRESAS DE ABERTURAS VERTICALES)

Consisten en estructuras que poseen una o más aberturas verticales, que usualmente se prolongan hasta el lecho original del cauce (Figura 3.7).

El efecto principal es el de dosificar los volúmenes de sedimento transportados en crecidas. Este efecto se obtiene por la aparición de una condición aguas abajo y la generación de un resalto hidráulico durante la ocurrencia de crecidas, reduciendo así la velocidad del flujo, permitiendo la depositación de las partículas. La fracción depositada puede ser arrastrada posteriormente por flujos menores que

transitan libremente a través de la estructura erosionando los depósitos generados durante el evento.

Figura 3.7: Presas de aberturas verticales



A: múltiples aberturas

B: una abertura

Fuente: Fiebigger (2003); Chanson (2001)

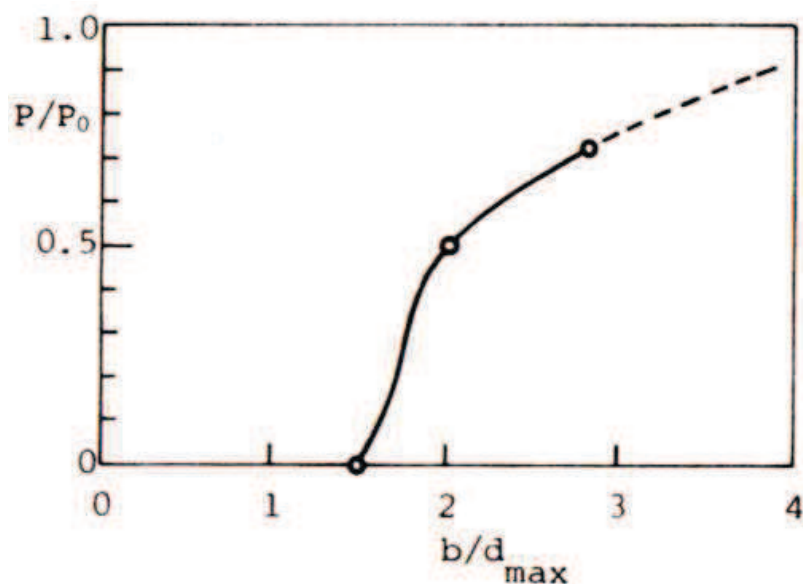
La importancia de la abertura de la presa o separación entre elementos que la componen es un tema discutido por varios autores y que tiene gran importancia en la operación de las presas. En general esta apertura se expresa con relación al tamaño máximo de los sedimentos.

Se entiende que el funcionamiento de presas abiertas depende de los espaciamientos existentes entre sus elementos.

A partir de experiencias realizadas por Watabanbe et al., Senoo y Mizuyama, establecen que en el caso de presas de apertura vertical (slit-dam), si el tamaño de la apertura es menor que 1,5 veces el tamaño máximo de los sedimentos ($L/d_{max} < 1,5$), todo el sedimento es atrapado por la estructura y este nunca saldrá a través de la presa por la acción de pequeñas crecidas. Si la apertura es mayor a 2 veces el tamaño máximo de los sedimentos, la mayoría de los granos son atrapados en un principio y luego sacados de la presa por el agua que sigue al flujo detrítico (Figura 3.8).

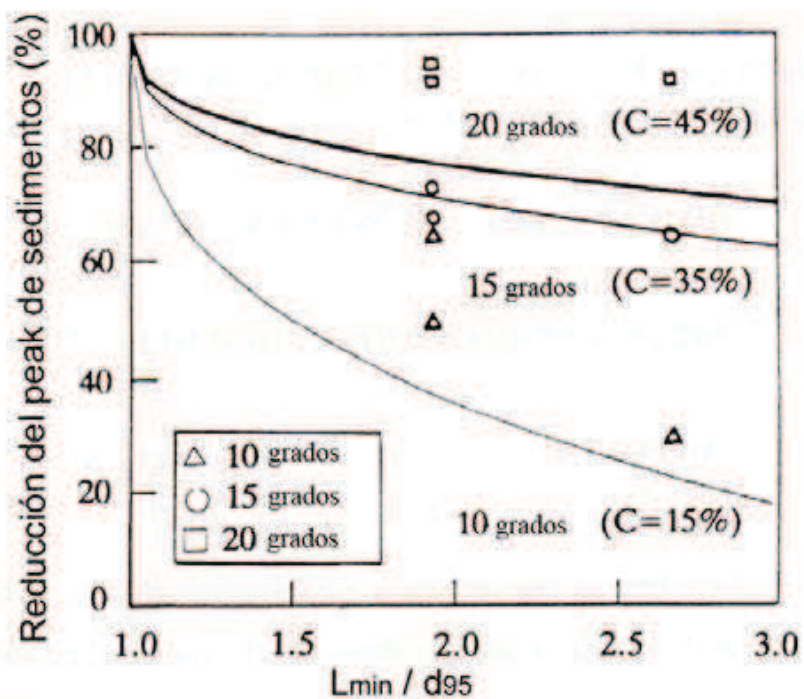
Estudios posteriores establecen que la capacidad de retención de sedimentos (P) no solo depende del tamaño de las aperturas y del sedimento, sino que también de la concentración (Figura 3.9).

Figura 3.8: Cambio en la reducción del máximo de sedimentos en función de la separación vertical de la estructura



Fuente: Senoo y Mizuyama, 1984.

Figura 3.9: Relación entre el grado de reducción del máximo de sedimentos transportados, L/d_{95} y concentración volumétrica



Fuente: Mizuyama y Mizuno, 1997

Según los resultados presentados en la Figura 3.9 es posible obtener la siguiente relación empírica:

$$P = 1 - \frac{Q_{sip}}{Q_{sp0}} = 1 - 0,11 \left(\frac{L_{min}}{d_{95}} - 1 \right)^{0,36} C^{-0,93} \quad (3.1)$$

Dónde:

P: grado de reducción del caudal máximo de arrastre de sedimentos.

Q_{sip} : descarga máxima de arrastre de sedimento con estructura.

Q_{sp0} : máximo de arrastre de sedimento sin estructura.

L_{min} : separación mínima de los elementos de la estructura.

d_{95} : diámetro de los sedimentos, el tamaño excede al del 95% de la muestra.

C: concentración volumétrica de sedimentos.

Antecedentes similares son presentados por Lin et al. (1997), quien concluyo que: la retención, como la capacidad de separar el sedimento grueso del más fino; dependen fuertemente de la separación de los elementos de la presa, del tamaño máximo de los sedimentos y de la pendiente del canal.

Para el caso de la retención, demostraron que esta decrece exponencialmente con la razón L/d_{max} , donde L corresponde a la separación entre los elementos de la presa y d_{max} al tamaño máximo de los sedimentos. También establecieron relaciones para la variación del tamaño medio de los sedimentos, producto de la interacción del flujo con cada una de las presas estudiadas.

Muchas veces los diseños de presas abiertas son realizados siguiendo los criterios para agua limpia, sin considerar el efecto del transporte de sedimentos. Suponiendo que tanto el caudal sólido como líquido permanecen invariantes en el tiempo, la pendiente de los depósitos tiende a asintóticamente a una condición estacionaria con un valor constante denominado pendiente de equilibrio (i_{θ}). La pendiente de equilibrio depende del caudal sólido, caudal líquido, características de los sedimentos y ancho del canal.

Otro supuesto adoptado por los autores, condición que muchas veces ocurre en eventos naturales, es que la pendiente de aproximación (i_{θ}) es mayor o igual a la

pendiente de equilibrio, de manera que no existe depositación en el canal de aproximación.

De esta forma, y utilizando la fórmula de Meyer-Peter y Muller en conjunto con la fórmula de Chézy, la pendiente de equilibrio queda definido como:

$$i_{\theta} = \frac{\chi B}{Q} \left[\theta_{cr} \Delta D + \left(\frac{1}{n} \frac{Q_s \Delta}{B \sqrt{g}} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (3.2)$$

Dónde:

i_{θ} : pendiente de equilibrio (m/m).

χ : coeficiente de fricción de Chézy.

B : ancho del canal (m).

Q : caudal líquido (m³/s).

θ_{cr} : parámetro crítico de Shields.

Δ : densidad relativa del material sumergido.

D : diámetro medio de los sedimentos (m).

Q_s : caudal sólido (m³/s).

n : un parámetro igual a 8 en fórmula original de Meyer-Peter y Muller.

g : aceleración de la gravedad (m/s²).

De la misma ecuación es posible obtener la velocidad media en la zona de depositación, denominada velocidad de transporte (u_{θ}):

$$u_{\theta} = \chi \left[\theta_{cr} \Delta D + \left(\frac{1}{n} \frac{Q_s \Delta}{B \sqrt{g}} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

Dependiendo de la razón, entre el ancho del canal aguas arriba de la estructura y la apertura vertical de la presa ("slit"), es posible distinguir 2 situaciones:

Caso 1: La apertura es ancha y la velocidad crítica (Froude=1) dentro de la apertura es menor que la velocidad de transporte. Por ello el flujo se mantiene supercrítico al pasar por la apertura de la presa.

Caso 2: La apertura es lo suficientemente angosta por lo que la velocidad crítica en la presa es mayor que la velocidad de transporte u_θ . La presa genera una condición de crisis.

Para el caso 1, Armanini y Larcher (2001) obtienen que: la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de la presa (Δz_0) pueden ser estimada por la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta z_0}{h_u} = \frac{R}{\sqrt{\frac{\theta_{cr}}{\theta_u} \left(1 - R^{\frac{2}{3}}\right) + R^{\frac{2}{3}}}} - 1 + \left(1 - R^{\frac{2}{3}}\right) \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{\theta_{cr}}{\theta_u} - 1\right) \quad (3.4)$$

Dónde:

u : posición inmediatamente aguas arriba de la presa.

R : razón entre el ancho del canal de aguas arriba y ancho de la apertura (B/b).

h_u : altura aguas arriba (m).

θ_u : parámetro de Shields.

Fr corresponde al número de Froude el cual se define como:

$$Fr = \frac{u_u}{\sqrt{gh_u}} \quad (3.5)$$

En condiciones de arrastre crítico sobre los depósitos, $\theta_u = \theta_{cr}$. De esta manera la ecuación 3.4 se transforma en:

$$\frac{\Delta z_0}{h_u} = R - 1 \quad (3.6)$$

Para el caso 2, y de forma similar, Armanini y Larcher (2001) determinaron que la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de la presa (Δz_0) pueden ser estimados por la ecuación:

$$\frac{\Delta z_0}{h_u} = \frac{3}{2} (F_r R)^{\frac{2}{3}} - 1 - \frac{F_U^2}{2} \left\{ 1 - \left[1 - \frac{2}{3} (F_r R)^{-\frac{2}{3}} \right]^2 \right\} \quad (3.7)$$

Algo interesante de observar en las ecuaciones obtenidas por Armanini y Larcher (2001), es que estas no dependen del parámetro n de la fórmula de Meyer-Peter y Muller, por lo que su calibración no es necesaria para el cálculo de altura de los depósitos.

Las fórmulas propuestas fueron contrastadas con resultados obtenidos de un estudio experimental que confirmó la predicción teórica. Además, el estudio experimental demostró que el fenómeno es denominado por condiciones críticas o muy cercanas a la crisis de la presa, por lo que las diferencias obtenidas utilizando ambas aproximaciones (caso 1 y 2) resultan pequeñas. De esta forma una aproximación simplificada del fenómeno tiende a ser una buena estimación.

Con el fin de tomar en cuenta la contracción del flujo al pasar por la apertura vertical de las presas, y la posible existencia de múltiples aperturas, se propone estimar el parámetro R como:

$$R = \frac{B}{C_c b} \quad (3.8)$$

Dónde:

R : coeficiente de contracción.

B : ancho del canal (m).

C_c : coeficiente de contracción (b_{eff}/b).

b_{eff} : ancho efectivo de la presa.

El valor del coeficiente de contracción ha sido ampliamente investigado tanto en forma teórica como experimental. A pesar de los resultados que pueda entregar, la formulación presentada por Armanini y Larcher (2001) consiste en un esquema

basado en el arrastre de fondo, por lo que podría inducir cierto grado de error al tratarse de flujos detríticos. Por ello, una extensión de este esquema es propuesto por Larcher y Armanini (2000). Según este nuevo esquema, solo la ecuación para el caso de apertura ancha (caso 1) se ve modificada, la que además, se hace independiente del parámetro de Shields. De esta forma, la altura de los depósitos aguas arriba de la estructura para el caso de aperturas anchas, se expresa como:

$$\frac{\Delta z_0}{h_u} = \left(R^{\frac{2}{3}} - 1 \right) \left(1 + \frac{F_U^2}{2} \right) + \frac{F_U^2}{2} \left[1 - \frac{2}{3} (F_U R)^{-\frac{2}{3}} \right]^2 \quad (3.9)$$

Estos nuevos resultados teóricos fueron contrastados con información experimental. Los resultados experimentales muestran un buen ajuste con las ecuaciones propuestas. Sin embargo, la ecuación 3.6 tiende a sobrestimar la altura de los depósitos. Un estudio numérico del mismo esquema presentado por Armanini y Larcher (2001) y Larcher y Armanini (2000) es realizado por Busnelli et al. (2001). En este caso se plantea un modelo unidimensional el cual arroja buenos resultados en comparación con información experimental.

Los diseños de estructuras permeables cumplen con distintos objetivos dentro de la estrategia de control aluvial. Estos diseños pueden ser combinados con el fin de lograr mejor resultados en el control.

3.4 SEGREGACIÓN BEAM-DAM

Como se mencionó anteriormente, las presas de vigas horizontales (beam-dam) poseen aperturas horizontales cuyo propósito principal es filtrar sedimentos y troncos (Figura 3.6). La retención se debe al tamizado mecánico y selectivo de las partículas más grandes. Si bien, no existe reglas aceptadas universalmente en relación al espaciamiento entre vigas de la presa, espaciamientos entre 1,2 a 1,5 o 3 veces el diámetro de los sedimentos más grandes, es el rango aceptado por la mayoría de los autores. Experimentos de laboratorio muestran que las aperturas horizontales permiten que el flujo pase de mejor forma que en estructuras de abertura vertical.

Se sabe que presas de vigas horizontales (beam-dam) tienden a obstruirse debido al paso de troncos de material vegetal, provocando, en general, la total deten-

ción incluso del sedimento más fino. Por esta razón, a veces la separación entre vigas en la parte baja de la presa es mayor que en la parte superior, permitiendo de esta forma el libre paso de material arrastrado por pequeñas crecidas pero provocando un gran efecto de filtro en el caso de grandes flujos detríticos. Cuando este tipo de presas (beam-dam) se encuentran obstruidas, es necesario remover en forma artificial todos los troncos y rocas que se encuentran aguas arriba de la presa. El material más fino puede ser removido por la erosión asociada a flujos pequeños.

3.5 DOSIFICACIÓN SLIT-DAM

Esta estrategia, se basa en la dosificación del caudal de sedimentos transportados por el flujo detrítico, lo que se obtiene por un efecto de remanso aguas arriba de la presa. La reducción de la velocidad del flujo provoca la sedimentación de gran parte de las partículas (separación hidrodinámica). Estas obras retienen temporalmente el sedimento transportado, interceptando el material más grueso y permitiendo en paso de las partículas más finas (Figura 3.7).

Las mismas consideraciones que en el caso de obras de aperturas horizontales (beam-dam), son adoptadas para la separación o ancho de las aperturas verticales. Sin embargo, y con el fin de que las obras cumplan con la función de dosificar el flujo de sedimentos, es esencial que el ancho de la apertura sea lo suficiente como para permitir el libre paso de flujos menores con velocidades capaces de erosionar los depósitos generados

3.6 SEPARACIÓN DEL MATERIAL VEGETAL

La presencia de troncos y material vegetal, puede provocar obstrucciones temporales, que al romperse en forma abrupta generan ondas de gran poder destructivo. Además, pueden obstruir obras destinadas a filtrar o dosificar el flujo permitiendo la depositación de cualquier tipo de sedimento, incluso el material más fino, lo que finalmente conlleva a un rápido llenado del espacio destinado a la depositación. Por ello, el propósito de filtrar o atrapar los troncos y vegetales resulta muy importante, y muchas veces consiste en la estrategia principal para el control de cauces en áreas de vegetación abundante.

Con el fin de prevenir la obstrucción de presas permeables, muchas veces se ubican pantallas inclinadas aguas arriba de ellas. Generalmente consisten en pantallas de acero empotradas en estructuras de hormigón, cuya inclinación genera que los troncos y vegetales, que se encuentran flotando sobre el flujo, sean empujados hacia la parte superior de la estructura, permitiendo el libre paso del resto del flujo. Tanto experimentos de laboratorio como experiencias recabadas en terreno, muestran que este tipo de estructuras inclinadas pueden funcionar bastante bien, previniendo la obstrucción de las presas debido al arrastre de troncos y vegetales. Estructuras robustas, paralelas a la dirección del flujo, presentan mejores resultados que las pantallas antes descritas. Algunas de estas estructuras han sido construidas con distintos grados de inclinación presentando generalmente resultados satisfactorios. Un ejemplo se observa en la Figura 3.10.

Figura 3.10: Obra de hormigón diseñada para captura de material vegetal



Fuente: Fiebiger, 2003

3.7 DISIPADORES DE ENERGÍA (DEBRIS FLOW BREAKERS)

El objetivo de las obras disipadoras de energía, no es el detener o depositar el flujo detrítico, lo cual requiere de grandes espacios que usualmente no se disponen en la sección del cauce, si no, en dividir al flujo con el fin de reducir la velocidad y disipar energía, de manera que se deposite en zonas adecuadas ubicadas hacia aguas arriba (Figura 3.11).

Figura 3.11: Obras de disipación de energía



Fuente: Fiebiger, 2003

La fuerza dinámica de impacto de un flujo detrítico resulta varias veces superior a los esfuerzos hidrostáticos. Algunos análisis de presas destruidas por la acción de flujos detríticos presentan cálculos de presiones hasta 13 veces superiores que las presiones debidas al agua. Es por ello necesario construir estructuras fuertes, capaces de resistir el impacto y reducir el nivel de energía del flujo detrítico.

Las estructuras de almacenamiento pueden ser construidas con una gran cantidad de materiales. Algunos de los materiales utilizados con éxito según VanDine son: rieles de líneas de ferrocarril, barras de acero estructural, madera, vigas de hormigón, cables, tuberías, y mallas. Además otros autores presentan estructuras macizas de hormigón, mampostería de piedras o combinaciones de estas últimas con estructuras de acero. Según Fiebiger, los distintos materiales de construcción pueden ser utilizados con diferentes propósitos:

3.7.1 MADERA:

Las estructuras de madera resultan ventajosas en lugares donde el material puede ser obtenido en situ (Figura 3.12.). Sin embargo la duración de la madera es

limitada, por lo que su uso es recomendado en lugares donde el tiempo en servicio de la construcción, no supere a los 30 a 50 años. Luego de este tiempo la estrategia de control debe ser reemplazada por otras técnicas, por ejemplo por técnicas forestales.

Figura 3.12: Estructura construida en madera



Fuente: Fiebiger, 2003

3.7.2 MAMPOSTERÍA DE PIEDRA:

El uso de piedras, en la construcción de obras para control de torrentes, se ve limitado hoy en día a medidas paisajistas (Figura 3.13). La práctica de cubrir las estructuras de hormigón con rocas o piedras para reducir el impacto visual es una técnica antigua y costosa, sin embargo, muchas veces es necesaria en áreas donde el turismo y la demanda generalizada de “medio ambiente natural” prevalecen.

Figura 3.13: Estructura construida en mampostería de piedra



Fuente: Fiebiger, 2003

3.7.3 HORMIGÓN

Con el fin de reducir elevados niveles de energía, producto del impacto de los flujos con las obras, es necesario utilizar un material resistente y de alta durabilidad, que sea capaz, además, de resistir condiciones climáticas extremas que se presentan en la montaña. A partir de los años cincuenta, con la aparición de tecnologías de hormigón armado, se han desarrollado estructuras más resistentes y funciones (Figura 3.14).

Figura 3.14: Estructura de hormigón



Fuente: Fiebiger, 2003

3.7.4 ACERO

El acero es muy utilizado en obras de protección de avalanchas de nieve y caídas de piedras. En el caso de control de torrentes, el acero es utilizado en obras que deben resistir altos esfuerzos (Figura 3.15).

Figura 3.15: Estructura construida en hormigón y tuberías de acero



Fuente: Chanson, 2001

3.7.5 VEGETACIÓN

Figura 3.16: Utilización de plantas y vegetación para el control aluvional



Fuente: Fiebiger, 2003

La utilización de plantas y vegetación, resulta muy adecuada debido a su aplicabilidad y compatibilidad con el medio ambiente. Dentro de los efectos está el control de la erosión, protección del suelo contra el viento, lluvia, nieve, y heladas, creación de hábitat para la flora y fauna del lugar, reducir el impacto visual y elevar el valor comercial de los terrenos, tal como se aprecia en la Figura 3.16.

3.8 LAS PRESAS EN LOS TORRENTES Y SUS FUNCIONES

Las presas de corrección torrencial cumplen en general las siguientes funciones:

- a) Antes de la colmatación, ejercen un control prácticamente total del transporte de sólidos y una mitigación apreciable de los picos de las crecientes, debido a su capacidad de almacenamiento.
- b) Una vez colmatadas, ejercen un efecto regulador del transporte sólido y la atenuación de los picos de las crecientes, aunque en menor grado que antes de la colmatación.
- c) Produce una consolidación del fondo del cauce, fijado el perfil longitudinal del mismo lo que evita en muchos casos su degradación y la erosión regresiva.
- d) Una vez colmatadas, como producto de la formación de la cuña de aterramiento y el centrado del flujo, disminuyen la erosión lateral en

las márgenes y propician el crecimiento de vegetación sobre los sedimentos acumulados. Ambos efectos se traducen en una reducción de los aportes sólidos a la corriente.

- e) La colmatación de las presas contribuye a evitar deslizamientos en laderas inestables, a inducir la sedimentación como consecuencia de la formación de una masa estabilizante (cuña de aterramiento) en la base de los mismos, reduciendo así los aportes sólidos al torrente.
- f) Cumplen la función de detener las avalanchas de lodo o lavas torrenciales, bien sea mediante el impacto directo de las mismas contra las presas antes de su colmatación, o por el efecto de frenado que produce el aumento de ancho del cauce y la disminución de la pendiente, una vez colmatadas.

Según Fiebiger (1997) menciona que las principales funciones de una presa, dentro de un sistema de estas son:

- **Estabilización:** Fijar el lecho de manera de evitar o paralizar la erosión profunda.
- **Consolidación:** Elevar el lecho del torrente de manera de evitar deslizamientos o el origen de un fenómeno torrencial.
- **Separación:** Filtrar, graduar o retener material del lecho, durante la ocurrencia de un fenómeno torrencial. El material retenido, podría ser tanto rocas de gran tamaño como palos o troncos arrastrados.
- **Retención:** Almacenamiento y depositación.
- **Dosificación:** Dividir grandes volúmenes en pequeños aportes.

3.8.1 PRESAS ABIERTAS

Las presas abiertas se utilizan para el control de torrentes y principalmente para la retención de sedimentos. Se han utilizado en diferentes partes del mundo con el propósito de retener material de gran tamaño proveniente de lavas torrenciales

(guijarros, cantos, escombros) y permitir el paso del agua y el material fino (barro, arena y gravas). Las construidas con barras o tubos metálicos (Figura 3.15) son las seleccionadas en este caso en particular, ya que demanda una sección hidráulica relativamente amplia y que puede lograrse con mayor flexibilidad con los elementos seleccionados.

3.8.2 PRESAS POROSAS

Las presas porosas son aquellas que contienen ventanas que permiten la salida del caudal líquido, su objetivo es de retener los sedimentos y permitir el paso del agua, también cumple con el objetivo de bajar la velocidad erosiva, para evitar daños en el fondo del cauce y sus márgenes.

3.8.3 PRESAS ESCALONADAS

Cuando se pretende estabilizar un determinado torrente mediante la construcción de presas escalonadas pequeñas, se tiene como objetivo final, la transformación de un curso natural de agua, caracterizado por una fuerte pendiente continua, a otro provisto de una serie de pequeñas presas implantadas a lo largo del cauce, que lo convierten en una especie de escalonamiento constituido por tramos con pendientes menores a la original, seguidos de saltos o caídas (presas). El poder destructivo del flujo de agua y los sedimentos, que anteriormente se precipitaban pendiente abajo por el cauce natural, queda muy disminuido, o eliminado, al ser transformado dicho flujo en otro de menor velocidad que va disipando gradualmente su energía en las caídas sucesivas a lo largo del torrente, Suarez V. L. M. (1993).

Mediante la construcción de presas escalonadas es posible controlar la erosión, degradación que caracteriza a muchas cuencas de montaña obteniendo con el tiempo un estado de equilibrio, reforestación y estabilidad general. La construcción de presas escalonadas a lo largo de los cauces es solamente una parte muy específica de las labores y acciones que se requiere para lograr la recuperación y estabilización integral de una determinada cuenca, por lo que debe combinarse con la utilización de técnicas biológicas y la ejecución de otros trabajos en la cuencas y en los cauces.

3.8.4 REVESTIMIENTO DEL CAUCE

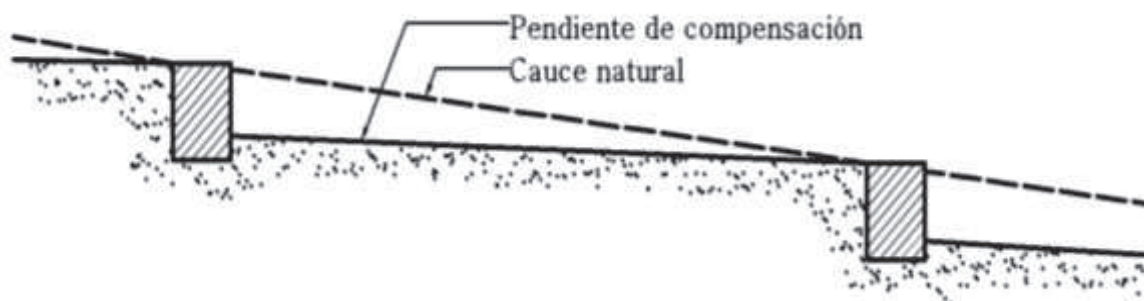
Contribuyen a controlar la profundización de los cauces en los torrentes socavantes, ya que los hace no erosionables. El revestimiento común es el enrocado. Esta solución puede utilizarse cuando, por alguna razón, no sea posible permitir la elevación del fondo del cauce. La desventaja fundamental de las obras de revestimiento, es que están sujetas a la abrasión y al desgaste que producen los sedimentos arrastrados por el flujo.

Estas obras se las utiliza generalmente en 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.

3.8.5 UMBRALES DE FONDO

Son obras transversales que no emergen sensiblemente del fondo del cauce. Para que se logre el equilibrio del cauce con la construcción de umbrales, es necesario que se produzca una cierta erosión del perfil longitudinal del fondo, lo cual podría representar un inconveniente en algunos casos, a diferencia con la estabilización basada en la construcción de presas (Figura 3.17), en la que la pendiente de compensación se alcanza con una sobreelevación del aluvión (sedimentación).

Figura 3.17: Umbrales de fondo



Fuente: Presas de corrección de torrentes y retención de sedimentos, SUARES VILLAR, L.M. (1993)

3.9 ETAPAS DE FUNCIONAMIENTO DE UN DIQUE O PRESA

En el funcionamiento de un dique se identifican tres etapas:

1. Etapa de colmatación: el dique retiene las aguas que llegan y se va llenando.
2. Etapa de transición: el material retenido se va asentando.
3. Etapa de consolidación o lecho de consolidación: los aterramientos alcanzan la altura del dique y por lo tanto se produce la pendiente de equilibrio o pendiente de compensación.

Por análisis de las tres situaciones, salvo casos excepcionales, se concluye que la primera etapa es la más desfavorable. Durante esta etapa, las solicitaciones exteriores que tienden a desestabilizar la estructura son máximas (empuje hidrostático para un peso específico del agua más sedimentos $\approx 1.2 \text{ ton/m}^3$), por lo que el dique debe ser dimensionado y construido para que resista la etapa de colmatación.

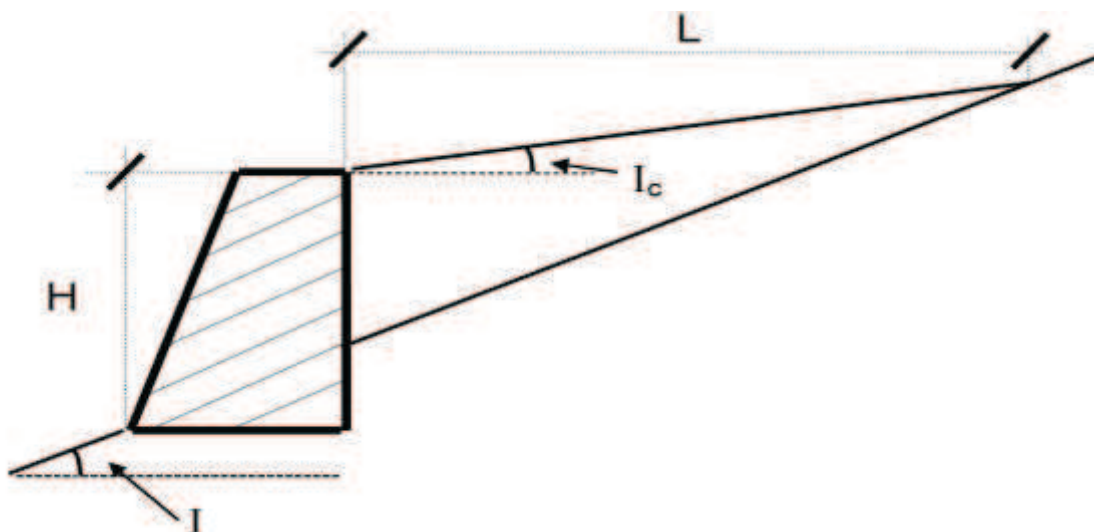
En la segunda etapa, el peligro de que el empuje provocado por los sedimentos mojados sea mayor que el hidrostático de la etapa anterior, queda reducido por la construcción de mechinales que permiten el flujo de agua mientras que se produce la consolidación del dique.

En este caso, se admite que el empuje hidrostático del agua que moja los sedimentos, sea del 70% del valor en la etapa de colmatación, y el empuje de los sedimentos, aplicando diversos criterios de empujes de tierras, corresponde al 30% del empuje hidrostático en la fase de colmatación, con lo cual, como mucho, se admite que en la segunda etapa los empujes pueden adoptar el valor del empuje de la primera (Suarez, 1993).

En la última etapa tenemos un lecho consolidado e impermeable formado por los sedimentos (sólidos en suspensión) y acarreos (material traído por el cauce), por lo que el empuje hidrostático es muy pequeño.

La Figura 3.18 muestra el perfil longitudinal del cauce aguas arriba del dique

Figura 3.18: Umbrales de fondo



Fuente: Presas de corrección de torrentes y retención de sedimentos, SUARES VILLAR, L.M., 1993

I_c = pendiente de compensación

I = pendiente original del lecho

H = altura del dique

L = longitud de aterramiento

Se observa que los sedimentos y acarreos, no se han depositado formando un plano horizontal, sino que, el lecho tiene una pendiente denominada pendiente de compensación, que constituye la pendiente del lecho para la cual los volúmenes arrastrados y depositados por la corriente se igualan. Esta pendiente constituye una pendiente de equilibrio ya que es más o menos estable en el tiempo.

3.10 OBRAS DE CONTROL DE DIRECCIÓN DEL FLUJO

Los flujos pueden ser llevados a lugares seguros mediante canales capaces de conducir el máximo de la descarga. Generalmente se conectan con obras de almacenamiento o depositación.

Según Fiebiger, los flujos detríticos pueden ser derivados por estos tipos de obras hacia áreas con menor interés de protección. Sin embargo, dado los alcances de muchos de estos flujos, existen espacios muy limitados para dicha intervención.

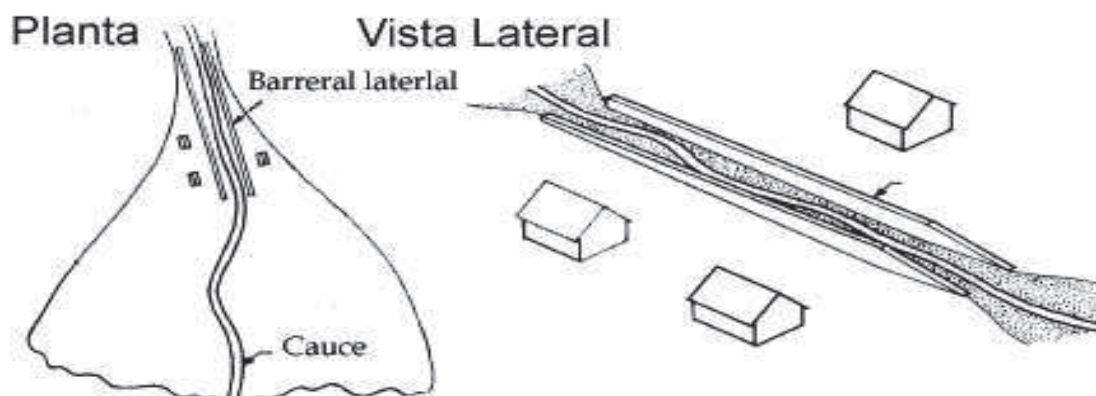
Figura 3.19: Canales de control de dirección de flujo



Fuente: www.mala.bc.ca/~earles/howesound

Estos canales también pueden materializarse mediante barreras laterales, capaces de contener el flujo detrítico dentro de ellas, protegiendo así ciertas áreas o estructuras ubicadas en el sector (Figura 3.20).

Figura 3.20: Barreras laterales



Fuente: VanDine, 1996

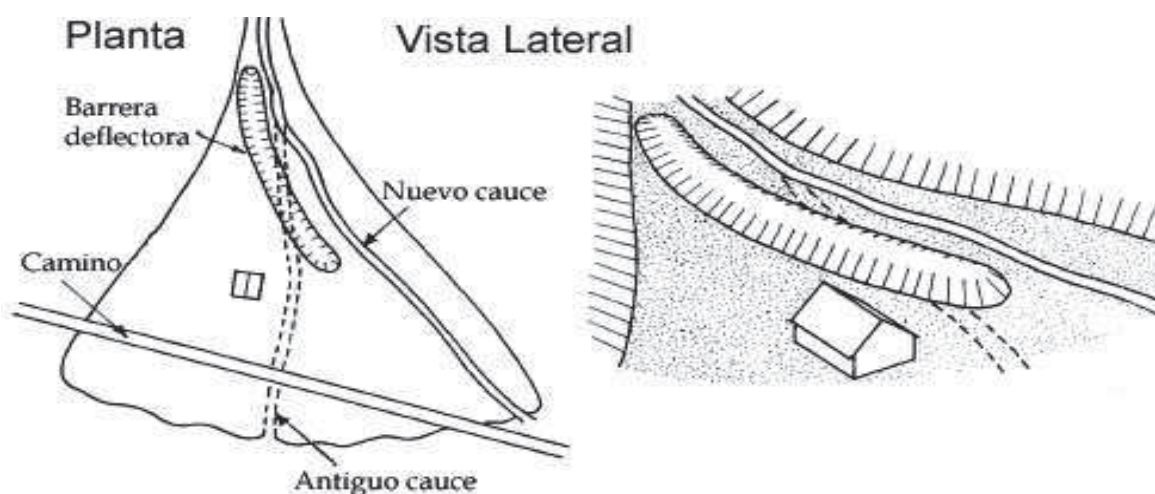
Este tipo de construcciones, ya sean canales o barreras laterales, tienen que ser tan rectas y paralelas a la dirección natural del flujo como sea posible. En el caso de que algunas curvas sean imposibles de evitar, el radio de curvatura de estas debe ser lo más grande posible. Además, las obras deben ser diseñadas para que no ocurra sedimentación dentro de ellas, ya que si así se reduciría su capacidad de transporte, por lo que deben ser mantenidas permanentemente.

Las consideraciones de diseño, de este tipo de soluciones, corresponden al caudal máximo y máxima altura de escurrimiento. Además, en el caso de barreras, estas deben ser diseñadas contra la erosión y estabilidad. Las obras pueden ser construidas de tierra, hormigón o compuestas.

3.11 DIQUES DESVIADORES DE FLUJO O BARRERAS DEFLECTORAS

La dirección de flujos detríticos puede ser controlada por la construcción de diques suficientemente altos como para prevenir rebases. La diferencia con las barreras laterales es que este tipo de obras impide que el flujo mantenga su dirección natural desviándolo hacia otra zona, o aumentar el largo para proteger alguna estructura, dirigir el flujo hacia otra zona, o aumentar el largo local del cauce, disminuyendo así su pendiente para favorecer la depositación (Figura 3.21).

Figura 3.21: Diques desviadores



Fuente: VanDine, 1996

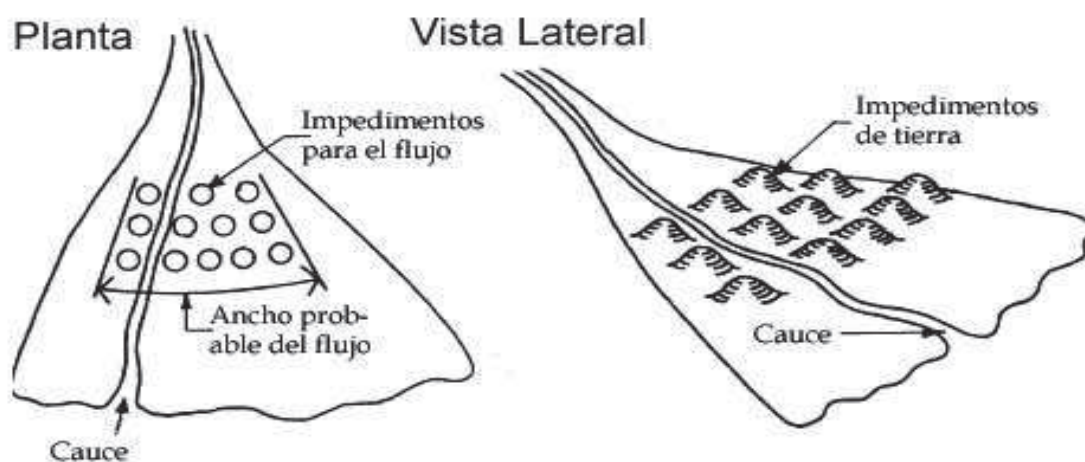
Además de los criterios de diseño utilizados para la construcción de las obras controladoras de dirección, debido a la curvatura que tendrá el cauce, deben considerarse criterios sobre fuerzas de impacto, sobre-elevación y trepamiento del flujo.

3.12 ZONAS BOSCOSAS DE DISPERSIÓN O IMPEDIMENTOS PARA EL FLUJO (BAFFLES)

Se utilizan para controlar la dirección del movimiento como también la depositación del flujo. Normalmente se combinan con diques desviadores y barreras deflectoras. Además, estas zonas son utilizadas como amortiguadores entre el flujo y el objeto a proteger. Los impedimentos para el flujo pueden ser naturales o artificiales. En caso de utilizar árboles se denominan boscosos de dispersión. Los

Impedimentos artificiales pueden ser contruidos de tierra, madera, acero u hormigón. Consideraciones de diseño incluyen del volumen del flujo detrítico, alcance o distancia recorrida por el flujo hasta depositarse, fuerzas de impacto, sobre-elevación y trepamiento (Figura 3.22).

Figura 3.22: Impedimentos para el flujo



Fuente: VanDine, 1996

3.13 OBRAS DE DEPOSITACIÓN

La energía del flujo es disipada y la depositación es forzada, en obras diseñadas para tales efectos, a áreas de dispersión o depositación. Fiebiger (1997) plantea que estas estructuras corresponden a grandes trampas que pueden detener y almacenar el volumen del aluvión. Dado las limitaciones de costos, tiempo de construcción y espacio, esta solución en general es difícil de implementar.

Áreas de depositación (Figura 3.23) pueden ser excavadas y preparadas con el fin de disminuir la pendiente y así también disminuir la distancia de alcance del flujo y aumentar el volumen de almacenamiento. Este tipo de control es generalmente acompañado por impedimentos para el flujo y barreras terminales, tales como bermas o presas permeables o impermeables, barreras o presas construidas para facilitar la depositación de los sedimentos.

Después de la ocurrencia del fenómeno torrencial, estas obras deber ser limpiadas y mantenidas para prepararlas para un próximo evento.

Figura 3.23: Obras de depositación



Fuente: www.mala.bc.ca/~earles/howesound

Algunos criterios para el diseño son: volumen, distancia de alcance, fuerzas de impacto, sobre-elevación, trepamiento y ángulo de depositación.

3.14 OTROS ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE OBRAS DE PROTECCIÓN DE TORRENTES

El conocimiento sobre flujos de granos se debe a gran parte a una idea propuesta por Bagnold en el año 1954 y cuya importancia fue ignorada por mucho tiempo.

Bagnold postuló la existencia de un esfuerzo, el cual denominó dispersivo, asociado con la integración entre las partículas y lo probó realizando un ingenioso experimento.

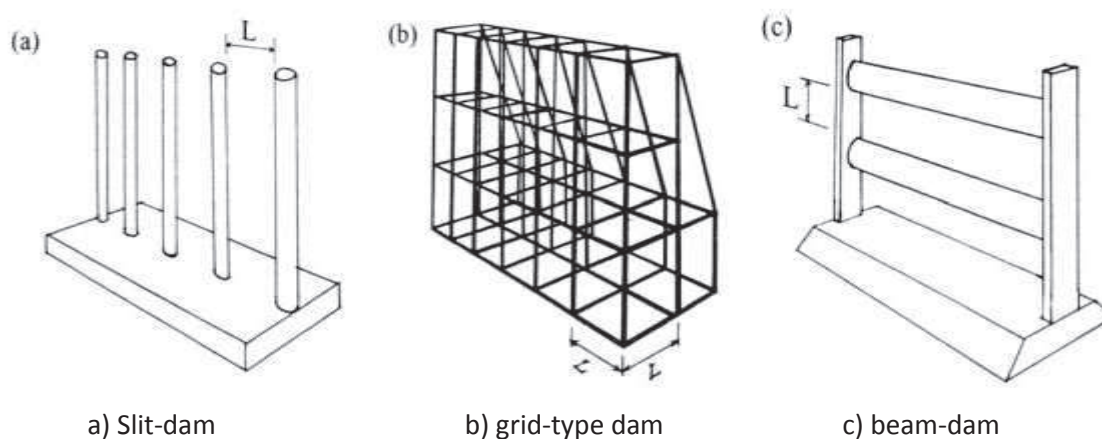
A partir de ensayos, consistentes en inducir flujo rotatorio de una mezcla líquido-sólida en el espacio anular entre dos cilindros concéntricos (flujo de Couette de un fluido no newtoniano con partículas neutralmente boyantes), Bagnold midió el exceso de presión en las paredes del cilindro interior fijo, estableciendo la existencia de un esfuerzo dispersivo producto de la interacción de las partículas sólidas. A partir de la correlación de los datos experimentales identificó dos regímenes principales: el flujo inercial y el macro-viscoso, los que diferenció a partir del grupo adimensional conocido hoy número de Bagnold.

Luego de los estudios realizados por Bagnold, una amplia gama de experimentos se han desarrollado con el fin de conocer y caracterizar el fenómeno. Dentro de la

literatura, es posible encontrar antecedentes de experimentos desarrollados con el fin de conocer la reología, distribución de velocidades, inestabilidades del flujo (ondas rodantes), efectos de la rugosidad del lecho, granulometría, etc. Una recopilación detallada de observaciones experimentales relacionadas con la mecánica de flujos granulares, es presentada por Seminara y Tubino (1993) en su publicación "Debris Flow: Mecánica, Controllo e Previsione". En esta Publicación se revisan experimentos, partiendo desde el de Bagnold en 1954 hasta un experimento reométrico por Lanzoni y Tubino en 1993.

Lin et al. realizó un estudio experimental para simular el paso de un flujo detrítico por tres presas abiertas. Estas corresponden a una compuesta por columnas verticales (slit-dam), otra compuesta por enrejados (grid-type dam) y la última por vigas horizontales (beam-dam) (Figura 3.24). Los experimentos se realizaron en un canal de 7 metros de largo, 0,6 metros de ancho y 0,30 metros de alto. La separación entre elementos de las presas (L) se relacionó con el tamaño máximo de los sedimentos (D_{max}). Se encontró que la razón L/D_{max} tiene directa relación con la capacidad de retención y separación de las distintas fracciones de sedimento. También la pendiente del canal juega un rol importante.

Figura 3.24: Esquema de presas permeables estudiadas por Lin et al.



Fuente: Lin et al, 1997

Mediante correlaciones, Lin et al., obtuvo relaciones tanto para la retención (R_s) como para la segregación de los sedimentos, producto de la interacción del flujo con los distintos diseños ensayados. En forma gráfica, se presentan los resultados obtenidos para la retención, en la Figura 3.25, la cual se define como:

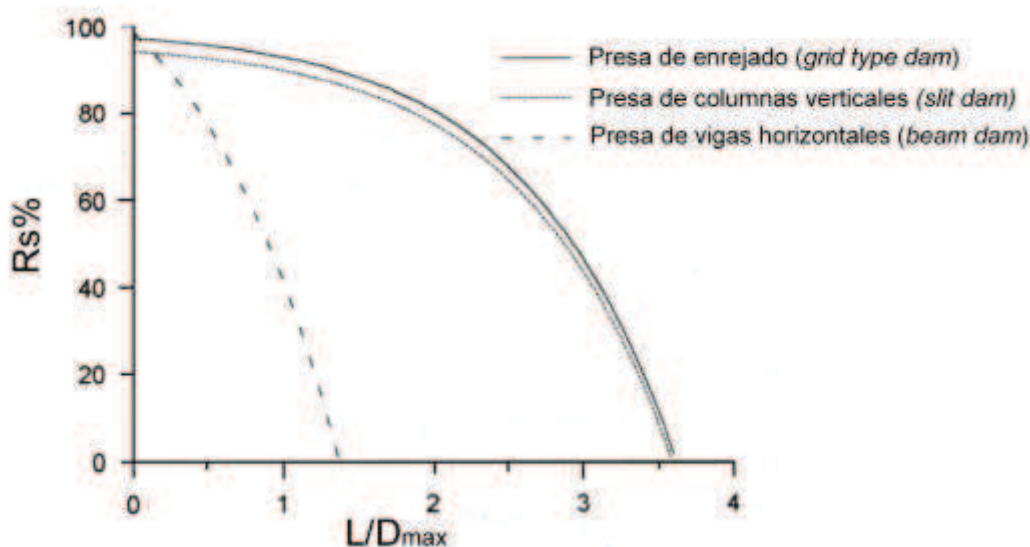
$$R_s \% = \frac{T}{T+P} \times 100\% \quad (3.10)$$

Dónde:

T: peso del material sólido retenido por la presa.

P: peso del material sólido que pasa aguas debajo de la presa.

Figura 3.25: Retención en función del L/D_{\max} Ángulo del canal 17°



Fuente: Lin et al, 1997

De los resultados obtenidos, concluye; que la presa de enrejados (grid-type dam) y las de columnas verticales (slit-dam) poseen la mejor capacidad de retener sedimentos, mientras que las de vigas horizontales (beam.dam) poseen mejor capacidad para separar las distintas fracciones granulométricas.

Otros resultados experimentales sobre la interacción de diversos tipos de presas permeables con flujos detríticos son presentados por Chen y Ho (1997).

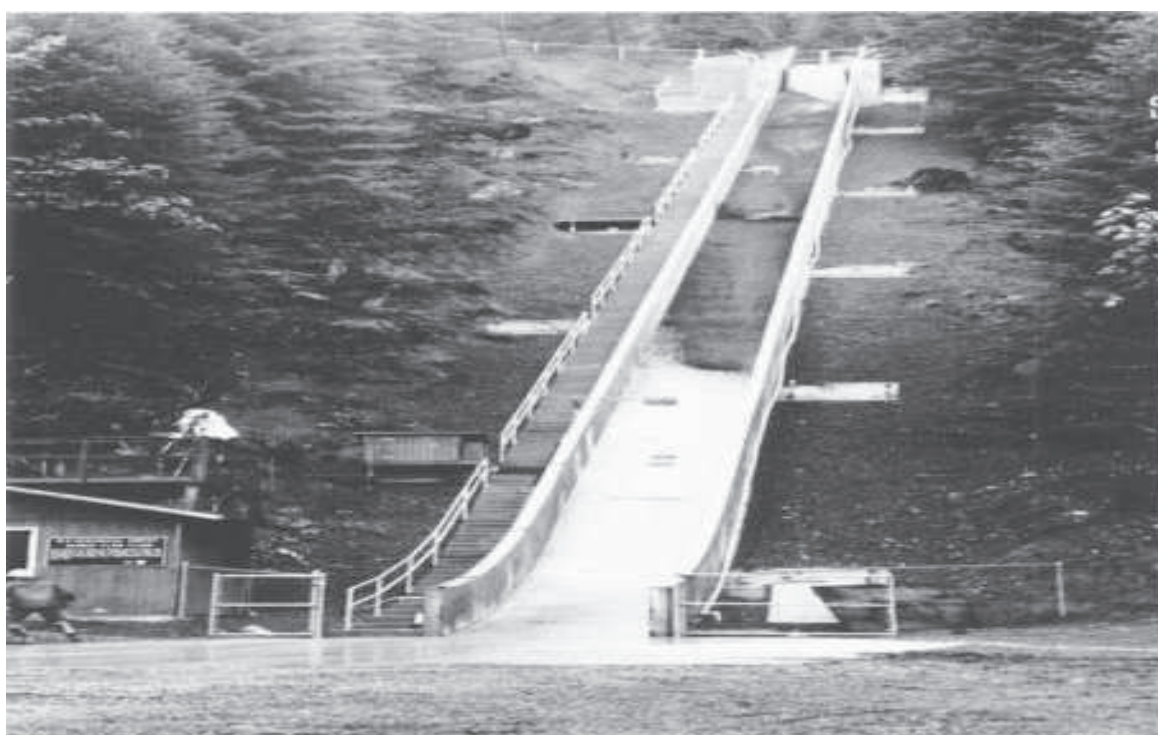
Con relación a las fuerzas de impacto del flujo sobre obras de control de torrentes, Armanini y Scotton (1993) realizaron una serie de experimentos en un canal de 6 metros de largo y sección transversal de 0,4 metros x 0,4 metros. La pendiente del canal era ajustable y varió entre 0° y 32° . Para realizar la mezcla se utilizaron materiales plásticos de distintas formas y densidades, además de realizar experimentos con agua pura. Básicamente se observaron dos tipos de impac-

tos según la viscosidad global de la mezcla. Si el flujo presenta una viscosidad global interna baja, al momento del impacto el flujo, es desviado completamente formando una protuberancia en el lugar de la estructura tal y como si se tratara de agua. En cambio, si la fricción interna es la que domina, al momento de impacto se forma una onda reflejada la cual se propaga hacia aguas arriba. Además del estudio experimental, Armanini y Scotton (1993) realizaron un análisis teórico, el cual es comparado con los resultados experimentales. Finalmente los autores proponen una expresión para calcular la fuerza de impacto por unidad de ancho de la estructura (S) como una función de la presión hidrostática (ecuación 3.11).

$$S = 9\frac{1}{2}\gamma h^2 \quad (3.11)$$

Desde hace algunos años, una serie de experimentos vienen siendo realizados en un canal de grandes dimensiones, propiedad del U.S. Geological Survey en los Estados Unidos. La instalación consiste en un canal de hormigón de 95 metros de largo, 2 metros de ancho y 1,20 metros de profundidad, provisto de una cámara de carga capaz de contener hasta 20 m³ de mezcla agua-sedimento (Figura 3.26)

Figura 3.26: Instalación experimental de U.S. Geological Survey. U.S.A.



Fuente: <http://vulcan.wr.usgs.gov>

Una serie de experimentos han sido realizados en esta instalación con distintos propósitos; inicio de flujo detríticos, dinámica de flujos detríticos, depositación, comportamiento en curvas, etc. El canal cuenta con instrumentos capaces de registrar variables relevantes del flujo tales como altura, velocidad, presión en el fondo y esfuerzos sobre el fondo.

Sin duda que los resultados obtenidos de estos experimentos son los que más se asemejan a las características observadas en flujos a escalas reales, y por lo mismo, han resultado de gran utilidad en la comprensión del fenómeno.

La gran cantidad de variables y parámetros relevantes en la física de flujos detríticos, así como el desconocimiento de los fenómenos que dominan en cada caso particular, hace difícil construir modelos a escala, por lo que cada modelo o experimento en si es capaz de representar solo una parte del fenómeno.

Para obtener una adecuada comprensión del comportamiento de los flujos detríticos, resulta fundamental la adquisición de datos corregidos por medio de la observación de eventos reales.

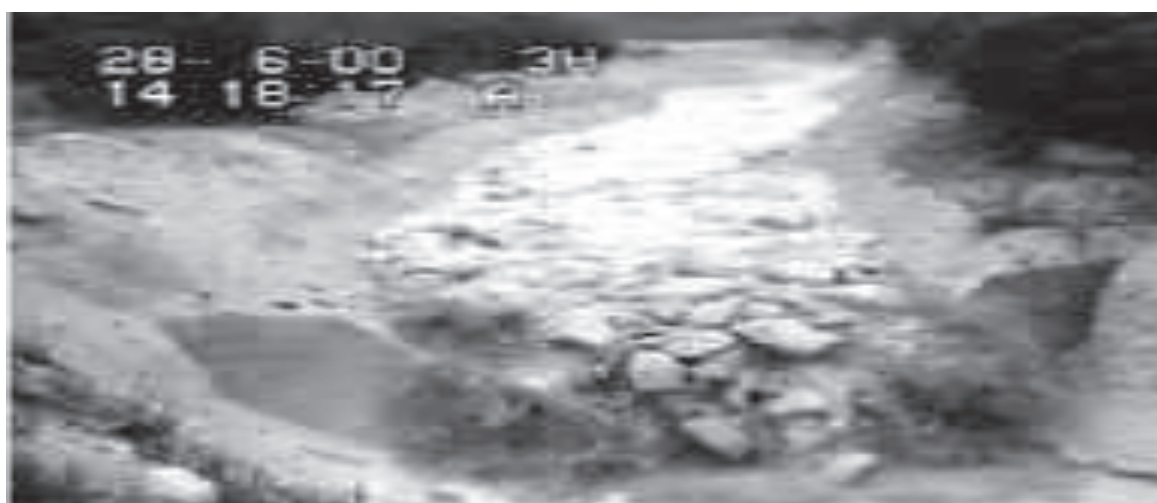
Este tipo de información no es fácil de obtener debido a las dificultades para registrarlas al momento de ocurrir el fenómeno.

En los Alpes Suizos se han instalado estaciones de monitoreo. Estas estaciones de monitoreo cuentan con cámaras de video, equipos de ultrasónicos, radares y estaciones pluviométricas entre otros.

En el año 2000, cuatro fenómenos de magnitud considerable fueron observados, los datos obtenidos resultaron de gran utilidad para comprender la mecánica de los flujos detríticos y la eficiencia de la obras de control.

Un ejemplo de los resultados obtenidos por estas estaciones de monitoreo se presenta en la Figura 3.27.

Figura 3.27: Registro de 3 distintos eventos ocurridos en Illbach (Alpes Suizos)



Registro de 3 distintos eventos ocurridos en Illbach (Alpes Suizos) durante el 3 de Junio, 28 de Junio y 24 de Julio del año 2000.

Fuente: Hürlimann et al., 2003

CAPÍTULO 4

CARACTERIZACIÓN Y EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES

4.1 INTRODUCCIÓN

A continuación, se procede a la caracterización y evaluación de las obras de control de torrentes visitadas en las faldas del cerro Ruccu Pichincha, que han sido construidas para defensa contra fenómenos torrenciales en la ciudad de Quito.

Se realizó diferentes visitas a ciertas quebradas, donde se encuentran las obras de control de torrente, haciendo capturas fotografías de las diferentes estructuras. Las quebradas seleccionadas son las siguientes:

- Atucucho-Santa Ana
- La Comuna
- Rumiloma–Rumipamba

4.2 OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES: QUEBRADA ATUCUCHO - SANTA ANA

La quebrada se encuentra ubicada al Noroccidente del D.M. Quito, en las laderas del cerro Rucco Pichincha (Figura 4.1). En las Figuras 4.2 y 4.3 se presentan los esquemas de la esorrentía natural de la quebrada y la ubicación de las obras existentes a la fecha de este proyecto.

En la parte superior de la quebrada Atucucho – Santa Ana, existe arrastre de materiales gruesos aguas arriba del primer dique como se muestra en la fotografía 4.1. Para efectos de defensa contra fenómenos torrenciales, esta quebrada empieza con un dique cerrado con orificios centrales (fotografías 4.2 y 4.3), seguido de la obra de captación Santa Ana para agua potable. Aguas debajo de la captación, se encuentra un dique cerrado con orificios de similares características al primero (fotografías 4.4 y 4.5).

El siguiente dique es una obra compuesta: dique cerrado con orificios, vertedor de excesos con perfil Creager; en la cresta del perfil Creage se han colocado perfiles de acero tipo I, conformando una estructura tipo peine de retención de sedimentos gruesos; para el cierre completo del cauce, a los lados del perfil Creager se ha construido muros escalonados de hormigón; a continuación del perfil Creager se observa un zampeado de disipación de energía (fotografía 4.6)

Luego se encuentra un dique abierto de hormigón y con perfiles de acero tipo peinilla. Sigue una alcantarilla para permitir el paso vehicular. En un buen tramo de la quebrada, no se presentaron obras y, además, los asentamientos poblacionales realizan las descargas de aguas servidas de forma directa a la misma.

En la parte inferior, como se indica en la Figura 4.3, se encontraron las siguientes obras: dique cerrado con orificio central en la parte inferior (fotografía 4.7), dos presas escalonadas de hormigón con dos orificios centrales en la parte inferior con su respectivo zampeado (fotografía 4.8), un dique cerrado con vertedor de pared delgada (fotografía 4.9) que actualmente está cedido.

A continuación existe un dique compuesto (fotografía 4.10) conformado por dique cerrado con orificios de salida, dentellones y su respectivo zampeado. Continúa un dique abierto tipo peinilla de hormigón con viga rigidizadora (fotografía 4.11), para a continuación ser recogido por un encajonamiento (fotografía 4.12) y salir a un cuenco disipador de energía (fotografía 4.13).

Sigue con: dique cerrado con orificios de salida con zampeado (fotografía 4.14), rápida escalonada (fotografías 4.15 y 4.16), para llegar a otro dique con zampeado (fotografía 4.17), saliendo a un cuenco laminador con una torre de captación de tres niveles (fotografías 4.18). De la captación, el flujo de agua es conducido por un embaulado hasta su descarga. En la zona de la torre de captación, se encuentra un vertedor de excesos (fotografía 4.19) que funciona en caso de que la torre mencionada sea insuficiente para un caudal considerablemente grande para evacuar el flujo y toda la parte baja funcionaría como embalse y laminador del flujo.

Figura 4.1: Esquema general de la quebrada Atucucho-Santa Ana



Fuente: Google Maps

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Figura 4.2: Esquema aguas arriba, de la quebrada Atucucho Santa Ana, parte superior con la ubicación de las obras



Fuente: Google Maps

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Figura 4.3: Esquema aguas arriba de la quebrada Atucucho - Santa Ana, parte inferior con la ubicación de las obras



Fuente: Google Maps

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.1: Arrastre de sedimento grueso (aguas arriba del Dique 1)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.2: Dique de depositación cerrado, vista lateral (Dique 1)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.3: Dique de depositación cerrado, vista frontal (Dique 1)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.4: Dique de depositación cerrado, vista frontal (Dique 2)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.5: Dique de deposición cerrado, vista frontal distante (Dique 2)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.6: Dique compuesto (Dique 3)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.7: Dique cerrado (Dique 4)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.8: Dique cerrado (Diques 5 y 6)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.9: Dique cerrado de pared delgada, cedido (Dique 7)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.10: Dique compuesto (Dique 8)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.11: Dique abierto tipo peinilla de hormigón con viga rigidizadora (Dique 9)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.12: Encajonamiento



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.13: Cuenco dissipador de energía



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.14: Dique cerrado con zampeado, aguas arriba (Dique 10)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.15: Dique cerrado con zampeado, aguas abajo (Dique 10)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.16: Rápida escalonada



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.17: Dique cerrado (Dique 11)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.18: Cuenco laminador y Torre de Captación, vista frontal



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.19: Vertedor de excesos, vista lateral



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

4.2.1 OBSERVACIONES

En este sistema de obras de control de torrentes se pudo observar lo siguiente:

1. En la parte alta, se ven deslizamientos de los taludes de la quebrada, el cual cae al lecho del torrente, en donde también se encuentra sedimento grueso, estos sedimentos se mezclan con el agua produciendo un flujo de traza (Fotografía 4.1).
2. El acceso a las obras existentes en la parte alta es difícil, dado que las vías de acceso que se utilizaron para estas obras quedaron inexistentes; ya que las obras al colmatarse, no necesitan de mantenimiento, pues han alcanzado la pendiente de estabilización y su flujo no tendrá velocidad erosiva.
3. A la obra de captación de agua potable se le debe dar mantenimiento, en el ámbito de limpieza u obstrucciones, para permitir el paso del agua.
4. En la parte baja, es necesario vías de acceso debido a que las obras existentes en esa zona necesitan de mantenimiento. Las vías existentes son

de suelo natural el cual es propenso a convertirse en un camino lodoso en época lluviosa, dificultando el ingreso de volquetas o maquinarias.

5. Aguas abajo del dique tres, donde empieza la zona poblada, existen casas que están ubicadas al margen de la quebrada, y las mismas, realizan descargas de aguas servidas en forma directa a los taludes. Dichas descargas, con el paso del tiempo, pueden provocar deslizamientos de los taludes, y por lo tanto, el colapso de las casas. Se considera un riesgo potencial.
6. En la zona anteriormente mencionada, la población realiza el desalojo de basura y escombros directamente a la quebrada, el cual provoca taponamientos en el cauce y contribuyen al flujo detrítico aguas abajo, aumentando el riesgo.
7. En este sistema existe un dique que se encuentra quebrado por uno de sus lados, esto no permite que el dique trabaje para lo que fue diseñado, y está provocando una socavación en el pie del mismo (dique 7, fotografía 4.9).
8. Desde el dique 8 hasta la torre de captación, se evidencia que hay retención de basura producto de los desalojos de la zona poblada agua arriba, esta retención provoca que los diques tipo peinilla y las rejas no tengan un adecuado funcionamiento.

4.2.2 RECOMENDACIONES

Para el mejoramiento de este sistema de obras de control de torrentes se da las siguientes sugerencias:

1. Estabilizar los taludes para evitar deslizamientos futuros y para bajar la relación sedimento/agua en los flujos detríticos, de esta forma, bajamos el riesgo de desastres cuando se produzca un evento aluvial.
2. Se debería, por lo menos, lastrar las vías de acceso a los diques, para mejorar el ingreso de la maquinaria que realizan el mantenimiento.

3. En la zona que la población realiza las descargas en forma directa a los taludes, se sugiere conectar estas descargas a la red de alcantarillado sanitario existentes en la zona o realizar obras para una descarga adecuada sin provocar efectos de erosión y socavación. Además, realizar la protección de los taludes para evitar deslizamientos y colapso de casas.
4. En la zona poblada, concientizar mediante charlas a los habitantes de no realizar desalojos de basura y escombros en la quebrada. También se propone implementar retenedores de basura en la zona y colocar cercos que limiten el acceso a la quebrada para evitar que se realicen tales desalojos.
5. Reparar el dique quebrado (dique 7, fotografía 4.9), para su adecuado funcionamiento y evitar la socavación al pie.
6. Realizar mantenimiento de limpieza en forma más continua, para evitar las obstrucciones en los diques tipo peinilla y las rejas, para mejorar su funcionamiento.

4.3 OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES, QUEBRADA LA COMUNA

La quebrada se encuentra ubicada al occidente del D.M. Quito, en las laderas del cerro Rucco Pichincha.

En la Figura 4.4 se presentan los esquemas de la escorrentía natural de la quebrada y la ubicación de las obras existentes a la fecha:

Para efectos de defensa contra fenómenos torrenciales, esta quebrada empieza con: un dique abierto de hormigón con un cimacio hidráulico y perfiles de acero tipo I, que en su parte superior tiene una viga transversal rigidizadora (dique 1, fotografía 4.20); seguido se encuentra un canal rectangular abierto revestido de hormigón (canal de recolección, fotografías 4.21 y 4.22).

Existe un ramal adyacente que se encuentra conformado de la siguiente manera: 2 diques cerrados, conformados con orificios de salida de caudal y con vertedor de exceso trapezoidal (dique 2 y 3, fotografía 4.23); luego se encuentra otro dique

cerrado conformado con orificios de salida de caudal y con vertedor de exceso trapecoidal (dique 4, fotografía 4.24); sigue un dique abierto conformado de hormigón armado con aberturas rectangulares (dique 5, fotografía 4.25), para su posterior ingreso a una captación con rejillas aguas abajo (rejillas de recolección, fotografía 4.26).

Continuando con el cauce principal, en la parte inferior, como se indica en la Figura 4.4, se encontraron las siguientes obras: dique cerrado de hormigón armado con orificios de salida (dique 6, fotografía 4.27), dique de hormigón armado con orificios y vertedor de excesos (dique 7, fotografía 4.28), dique tipo peine conformado por una base de hormigón y columnas verticales de perfiles de acero tipo I (dique 8, fotografía 4.29), 2 diques abiertos conformados con columnas verticales de hormigón armado (dique 9 y 10, fotografía 4.30), dique abierto tipo peinilla con perfiles de acero tipo I (dique 11, fotografía 4.31).

Finalmente para la recepción de la aguas, existe una torre de captación de dos niveles con ventanas rectangulares con varillas de acero de refuerzo, el mismo que se conecta con el sistema de alcantarillado del Distrito Metropolitano de Quito (Torre de captación, fotografía 4.32)

Figura 4.4: Esquema general de la quebrada La Comuna



Fuente: Google Maps.
Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.20: Dique abierto con perfiles de acero tipo I, con cimacio hidráulico (Dique 1)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.21: Canal rectangular abierto revestido de hormigón



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.22: Canal rectangular abierto, vertedor de excesos



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.23: Dique cerrado de hormigón armado con orificios (Diques 2 y 3)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.24: Dique cerrado de hormigón armado con orificios. (Dique 4)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.25: Dique abierto, conformado de hormigón armado con aberturas rectangulares (Dique 5)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.26: Rejilla de recolección (aguas abajo del dique 5)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.27: Dique cerrado de hormigón armado con orificios (Dique 6)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.28: Dique cerrado de hormigón armado con orificios (Dique 7)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.29: Dique tipo peine conformado con perfiles de acero tipo I (Dique 8)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.30: Diques abiertos conformados con columnas verticales de hormigón y viga rigidizadora. (Dique 9 y 10)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.31: Dique abierto tipo peinilla con perfiles de acero tipo I (Dique 11)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.32: Torre de Captación



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

4.3.1 OBSERVACIONES

En este sistema de obras de control de torrentes se pudo observar lo siguiente:

1. Gracias a la existencia de vegetación, en la parte alta del cauce, no se evidencia deslizamientos de los taludes de la quebrada. Sin embargo, en la primera obra de control y en el canal abierto de hormigón, se observa que está llenándose de maleza y empezando a producir obstrucción a la circulación del flujo (fotografías 4.20 y 4.21).
2. Existen vías que permiten el acceso a las obras existente en este sistema, tanto en la parte alta como la parte baja. Con todo, actualmente en la parte alta existe una vía que no tiene mantenimiento y la cual está empezando a desaparecer.
3. Aguas abajo, donde inicia la zona poblada, hay pocas casas que están ubicada al margen de la quebrada, las mismas que realizan las descargas de aguas servidas en forma directa a los taludes. Tales descargas, con el

paso del tiempo, puede provocar los deslizamientos de los taludes y por lo tanto el colapso de las casas.

4. En la zona anteriormente mencionada, la población realiza el desalojo de basura y escombros directamente a la quebrada, el cual provoca taponamientos en el cauce y contribuyen al flujo detrítico aguas abajo.
5. En el dique 8 (fotografía 4.29), se observa que hay retención de maleza debido al arrastre del flujo normal del cauce, esta retención provoca que los diques tipo peinilla no tenga un adecuado funcionamiento.

4.3.2 RECOMENDACIONES

Para el mejoramiento de este sistema de obras de control de torrentes se da las siguientes sugerencias:

1. Realizar limpieza de la maleza existente en el Dique 1 y en el canal de hormigón, para evitar la obstrucción del flujo.
2. Mejorar la vía en la parte alta para conservar el acceso de la maquinaria de limpieza y mantenimiento.
3. En la zona, en la que la población realiza las descargas en forma directa a los taludes, se debe conectar estas a la red de alcantarillado sanitario existente en la zona o realizar obras para una descarga adecuada sin provocar efectos de erosión y socavación. Además, realizar la protección de los taludes para evitar deslizamientos y colazo de casas.
4. En la zona poblada, concientizar a los habitantes de no realizar los desalojos de basura y escombros en la quebrada por medio de charlas. Implementar retenedores de basura en la zona y en lo posible realizar cercos que limiten el acceso a la quebrada para evitar se realicen estos desalojos.
5. Realizar el mantenimiento de limpieza en forma más continua para evitar las obstrucciones en los diques tipo peinilla y rejas, para mejorar su funcionamiento.

4.4 OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES, QUEBRADA RUMI-LOMA

Este torrente se forma por la unión de tres ramificaciones de torrentes pequeños, el cual, capta las aguas de los mismos para ser conducidas por medio de tuberías a la planta de tratamiento Rumipamba.

El ramal derecho inicia con un muro de gaviones que en la actualidad se encuentra deteriorado (dique 1: fotografía 4.33), a continuación existe una serie de tres diques abiertos con columnas verticales con su respectivo muro de gaviones tanto aguas arriba como aguas abajo de los diques abiertos (dique 2: fotografías 4.34 y 4.35; dique 3: fotografía 4.37; dique 4: fotografía 4.38).

Justo después del primer dique abierto, se encuentra una captación en forma de rejilla de fondo formado por tuberías metálicas y con un tanque de trinchera (captación, fotografía 4.36), de ahí las aguas captadas son conducidas por una tubería hacia la planta de tratamiento aguas abajo, cabe indicar que el flujo no captado continúa por el cauce natural.

El torrente ubicado en la parte central, está constituido por un sistema similar al del torrente izquierdo, con los mismos tipos de diques abiertos, la misma forma de captación (dique 5: fotografía 4.39 y 4.40) y el mismo sistema de conducción de las aguas captadas hasta la planta de tratamiento (captación: fotografías 4.41).

En la ramificación izquierda del torrente no se encontró obras de control de torrentes, solo una captación con un estrechamiento (captación con estrechamiento: fotografía 4.42) y un taque abierto pequeño (captación tanque abierto: fotografía 4.43), la misma que es conducida por tubería hasta la planta de tratamiento.

A continuación de la planta de tratamiento y continuando con el cauce principal del torrente, se encuentra un dique cerrado con orificios de salida (dique 6: fotografía 4.44) que se encuentra completamente colmatado.

Aguas abajo existe un dique compuesto, el cual está conformado por: un dique abierto tipo peine con perfiles tipo I y un dique cerrado con perfil Creager con su respectivo colchón de agua (dique 7: fotografías 4.45 y 4.46). Aguas abajo se en-

cuentra un dique cerrado con orificios de salida (dique 8: fotografía 4.47) el que se encuentra colmatado.

A continuación, se encuentra la obra más grande apreciada en nuestras visitas: un dique cerrado (dique 9: fotografía 4.48) con vertedor de exceso (fotografía 4.49), rápida escalonada (fotografía 4.50) y torre de captación de tres niveles (fotografía 4.51 y 4.52).

Aguas abajo se halla un dique cerrado (dique 10: fotografía 4.53) que se encuentra colmatado a la fecha. Existe un puente vehicular y por debajo de este hay un canal rectangular con paredes de hormigón (canal rectangular: fotografía 4.54) y un dique cerrado con orificios de salida (dique 11: fotografía 4.55).

En la parte inferior del cauce, existe un canal de recolección del torrente con una rápida escalonada (fotografía 4.56), dos diques compuestos conformados por: dique cerrado con orificios de salida y dique tipo peinilla de hormigón armado con viga rigidizadora (diques 12 y 13: fotografía 4.57), y por último, un cuenco laminador con una torre de captación (fotografía 4.58).

Fotografía 4.33: Umbral de fondo con un muro de gaviones (deteriorado)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.34: Dique abierto de columnas verticales con muro de gaviones (vista lateral)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.35: Dique abierto de columnas verticales con muro de gaviones



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.36: Captación en forma de rejilla de fondo



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.37: Dique abierto con columnas verticales con muro de gaviones



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.38: Dique abierto con columnas verticales con muro de gaviones



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.39: Dique abierto con columnas verticales (aguas abajo del dique 5)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.40: Dique5 sosteniendo dos grandes rocas (vista desde aguas arriba)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.41: Captación (ramal central)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.42: Captación con estrechamiento (ramal izquierdo)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.43: Captación con tanque abierto (ramal izquierdo)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.44: Dique cerrado con orificios de salida



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.45: Dique compuesto (vista desde aguas arriba)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.46: Dique compuesto (vista lateral)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.47: Dique cerrado con orificios de salida



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.48: Dique cerrado (vista aguas arriba)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.49: Vertedor de excesos (vista lateral)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.50: Rápida escalonada



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.51: Torre de Captación (vista hacia aguas arriba)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.52: Torre de Captación (vista hacia aguas abajo)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.53: Dique cerrado



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.54: Canal rectangular



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.55: Dique cerrado con orificios de salida



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.56: Rápida escalonada



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.57: Dique compuesto



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 4.58: Cuenco laminador y Torre de captación

Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

4.4.1 OBSERVACIONES

En este sistema de obras de control de torrentes, se pudo observar lo siguiente:

1. La parte alta presenta gran cantidad de sedimento grueso, el cual es arrastrado por el agua hasta las presas abiertas en donde son retenidos, lo que ha ocasionado el dañado de los umbrales de fondo constituidos con muros de gaviones (Fotografía 4.32).
2. El acceso a las obras existente en la parte alta es difícil, dado a que no existen vías o caminos de acceso. En la parte baja existen vías con suelo natural bien compactado, el cual facilita el ingreso de maquinaria, pero no es suficiente.
3. Aguas abajo, donde empieza la zona poblada, hay casas que están ubicada al margen de los taludes, y las mismas realizan las descargas de las aguas servidas en forma directa a los taludes de la quebrada. Con el paso del tiempo puede provocar los deslizamientos de los taludes, y por lo tanto el colapso de las casas por lo que se considera un potencial riesgo.

4. También, en esta zona, la población realiza el desalojo de basura y escombros directamente a la quebrada, el cual provoca taponamientos en el cauce y contribuyen al flujo detrítico aguas abajo aumentando el riesgo.
5. Existe en el cuenco laminador, el cual se encuentra deteriorado sus paredes longitudinales, debido al mal manejo que la maquinaria de limpieza ha producido. El acero de refuerzo ha quedado expuesto al ambiente y por ende a la oxidación del mismo.
6. En los diques, tanto en la parte baja hasta la torre de captación, se observo que hay retención de basura producto de los desalojos de la zona poblada aguas arriba. Esta retención provoca que los diques tipo peinilla y rejas no tengan un adecuado funcionamiento.

4.4.2 RECOMENDACIONES

Para el mejoramiento de este sistema de obras de control de torrentes se da las siguientes sugerencias:

1. Reparar los umbrales de fondo existentes en la parte alta, el agregado grueso existente en la zona se puede utilizar para la conformación de los gaviones.
2. Se debería mejorar las vías de acceso en la parte baja, en el aspecto de pavimentar (lastrar por lo menos) para mejorar el ingreso de las máquinas y volquetas que realizan el mantenimiento (limpieza en general).
3. En la zona que la población realiza las descargas en forma directa a los taludes, se debe conectar estas descargas a la red de alcantarillado sanitario existentes en la zona o realizar obras para una descarga adecuada sin provocar efectos de erosión y socavación. Además, realizar la protección de taludes para evitar deslizamientos y colapsos de casas.
4. En la zona poblada, concientizar a los habitantes de no realizar los desalojos de basura y escombros a la quebrada. Implementar retenedores de basura en la zona, y en lo posible, realizar cercos que limiten el acceso a la quebrada para evitar se realicen estos desalojos.

5. Reparar las paredes longitudinales del cuenco laminador, para evitar daños posteriores.
6. Realizar el mantenimiento de limpieza en forma más continua para evitar las obstrucciones en los diques tipo peinilla y rejas para mejorar su funcionamiento.

4.5 RECOMENDACIONES GENERALES

1. Se recomienda vigilar los asentamientos poblacionales en las cercanías de las quebradas, además, de las descargas sanitarias directas producidas por los mismos asentamientos.
2. Se recomienda se instale un sistemas de monitoreo de los torrentes.
3. Crear alertas de prevención temprana con el objetivo de desalojar y salvar vidas y bienes importantes que se encuentren en las zonas de riesgo.
4. También se recomienda la crear rutas de evacuación, zonas de evacuación y albergues en caso de desastre.

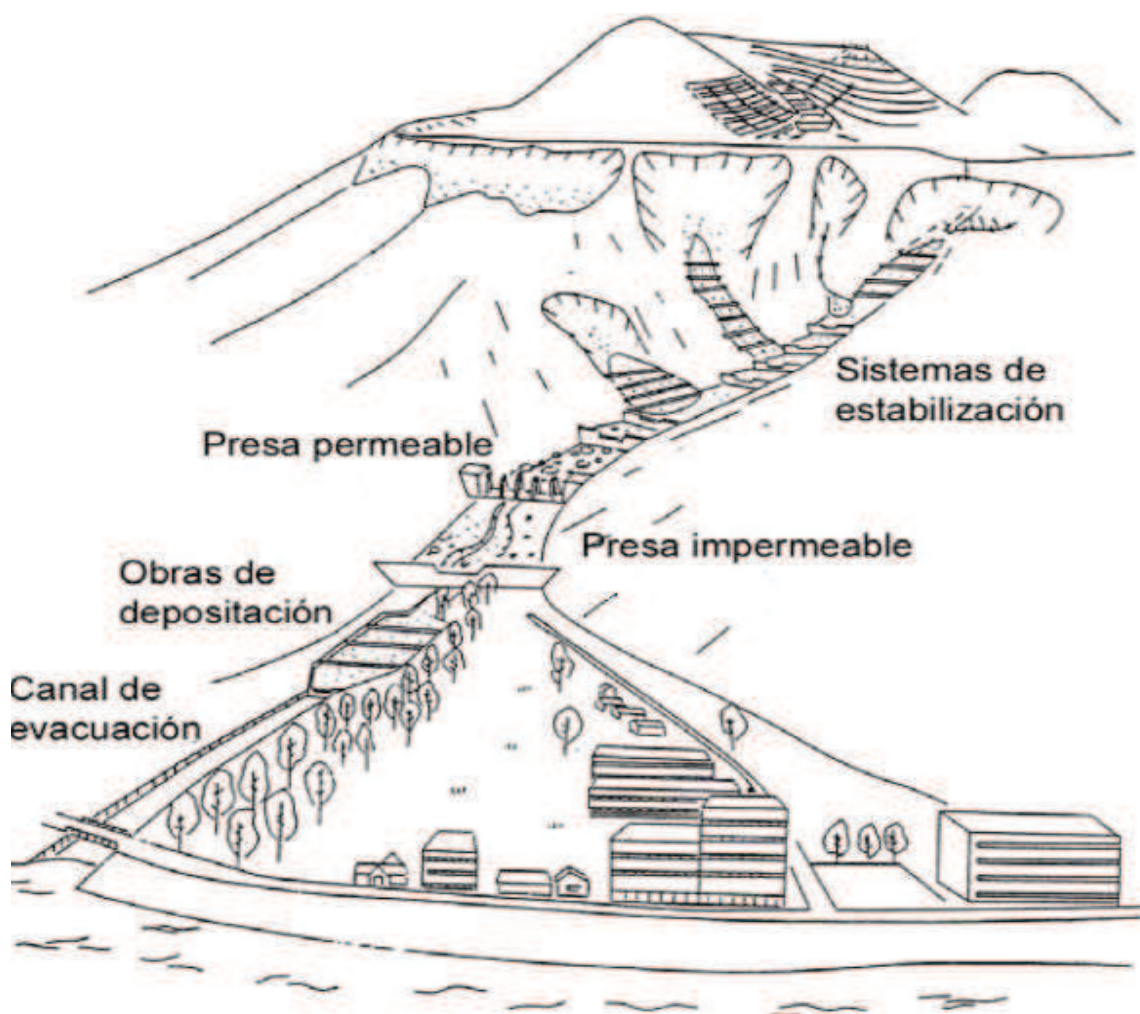
CAPÍTULO 5

ELABORACIÓN DE “GUÍA DE DISEÑO”

5.1 GENERALIDADES.

El tipo de obra adecuada para el manejo de flujos detríticos, debe estar específicamente relacionada con las características esperadas de ese flujo, las zonas de depositación, ámbito económico y equipamiento disponible para su construcción y mantenimiento. Un ejemplo que muestra la combinación de distintas soluciones se presenta en la Figura 5.1.

Figura 5.1: Ejemplo de combinación de distintas soluciones de protección de torrentes



Fuente: Seminaray Tubino, 1993.

Se deduce que, el comportamiento general de un flujo detrítico, puede ser inferido mediante el análisis de los siguientes aspectos:

- i. Procesos físicos involucrados,
- ii. Generación y disponibilidad de sedimentos
- iii. Investigación sobre eventos históricos, y un estudio reológico y
- iv. El tamaño de los sedimentos encontrados en los depósitos.

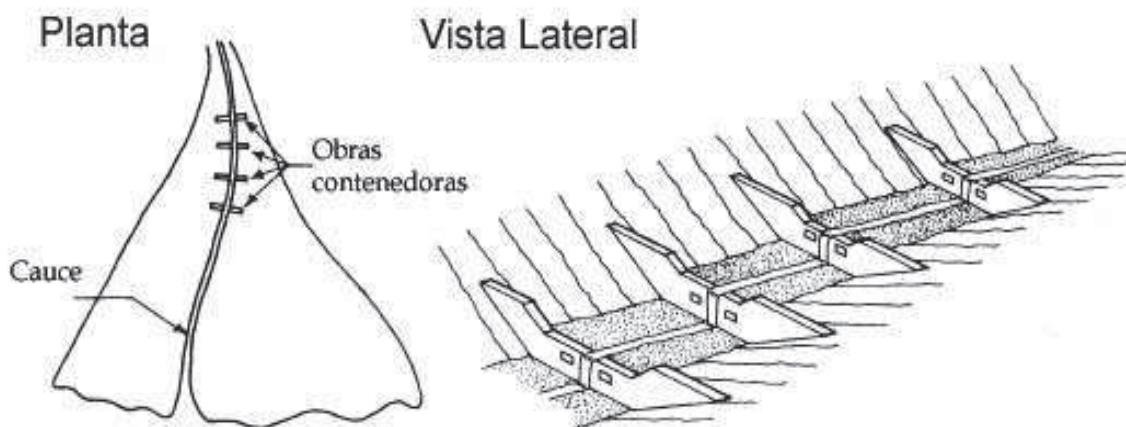
Varias descripciones y ejemplos de las distintas soluciones para el control de flujos detríticos junto con algunas consideraciones de diseño fueron presentadas en el capítulo 3.

5.1.1 TRABAJOS PREVIOS PARA MINIMIZAR LA OCURRENCIA DE FLUJOS DETRÍTICOS

La prevención del movimiento, de depósitos en el lecho en las partes altas de las cuencas, es fundamental para controlar la generación de flujos detríticos. Se requiere de una estabilización a gran escala en la zona de inicio de flujos detríticos, donde se encuentra el material que será arrastrado.

En la zona de transporte se construyen presas contenedoras en serie, con el fin de disminuir la pendiente en forma local y minimizar la erosión de fondo y laderas del cauce como se indica en la Figura 5.2.

Figura 5.2: Esquema de ubicación y función de presas contenedora



Fuente: VanDine, 1996.

También pueden ser construidas en áreas de deposición. Ya que el mayor propósito de este esquema de regulación es evitar la disminución del nivel de la garganta y así reducir el grado de erosión. El arrastre de sedimento predominante en la formación del nuevo cauce será sustancialmente menor que en el caso original.

La presa de consolidación sigue siendo la estructura más importante y representa la herramienta más común en las técnicas de control de torrentes.

Chanson (2001) postula que la presa contenedora más típica corresponde a una pared de concreto vertical. La estructura tiene el objetivo inicial de atrapar el sedimento y así reducir la pendiente hacia aguas arriba cuando se encuentra llena, la cara de aguas abajo de la pared es prácticamente vertical seguida de una obra de disipación de energía. En topografías abruptas, altas pendientes, el cauce hacia aguas abajo debe ser escalonado, de manera de contribuir a la disipación gradual de energía del torrente. Estas presas poseen alturas típicas entre 3 y 15 metros. Algunas características pueden ser observadas en la Figura 5.3.

Figura 5.3: Ejemplo de presas contenedoras



A) Presa llena de sedimentos

B) Vista del Canal escalonado aguas abajo de la presa

Fuente: Chanson, 2001

Para el diseño de presas contenedoras, hay que considerar el cauce probable a formarse aguas arriba de la presa y la descarga máxima del flujo detrítico en el lugar de construcción de la estructura. Además, estas obras deben ser diseñadas para soportar fuerzas dinámicas y de impacto asociadas a la ocurrencia del flujo, deslizamiento, volcamiento, presiones de levantamiento y cargas sobre las fundaciones.

Uno de los problemas que presentan estos tipos de presas corresponde a la erosión al pie de la estructura. El nivel de energía asociado a la caída del flujo, ya sea agua pura o una mezcla de detríticos, debe ser disipado, lo que resulta en la formación de un hoyo.

Las fundaciones de estas presas deben ser tan profundas como la máxima profundidad de socavación al pie de la estructura. Estas condiciones son muchas veces imposibles de satisfacer ya que se deben realizar enormes excavaciones en laderas escarpadas, inestables y muchas veces de difícil acceso. Por esta razón, a menudo las fundaciones son insuficientes.

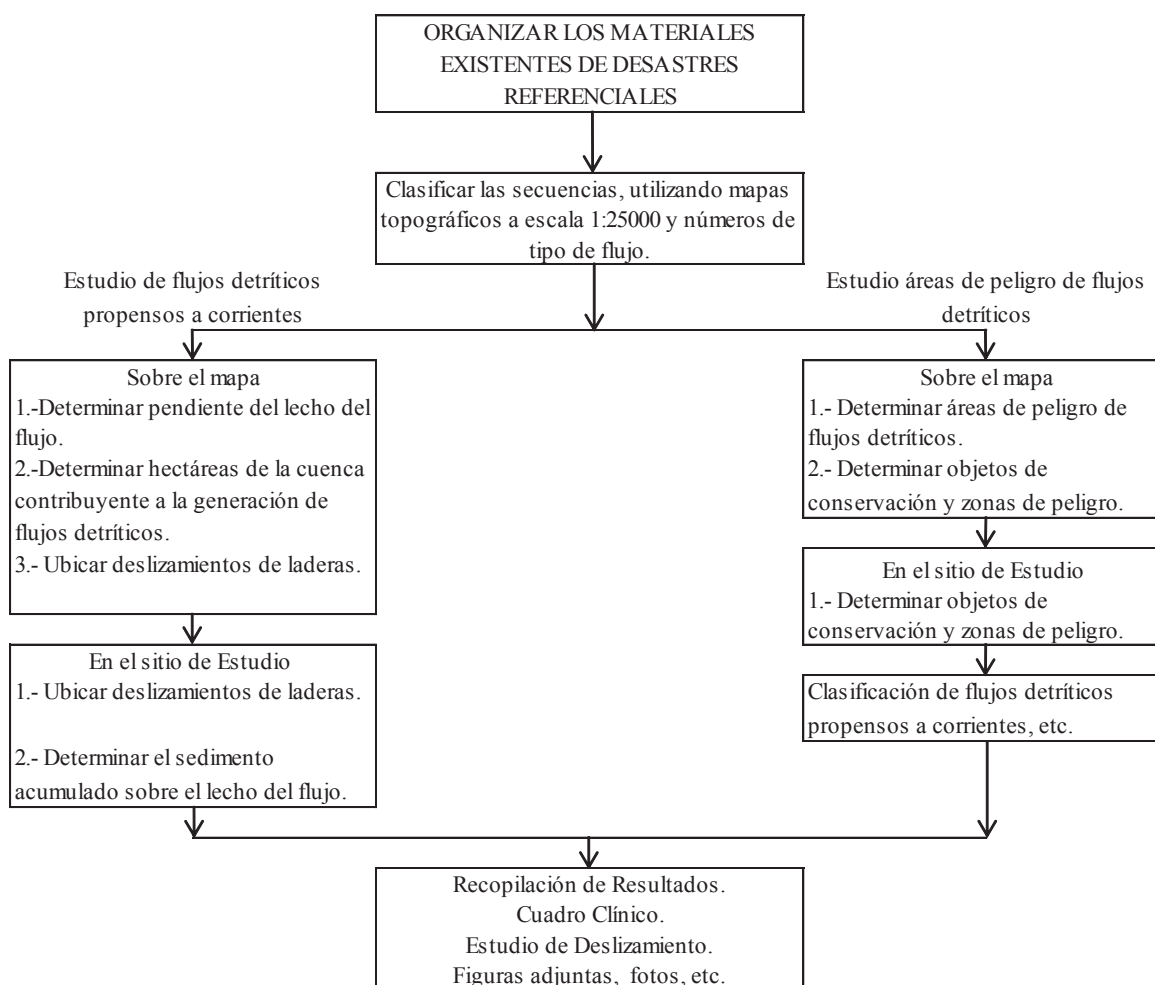
A veces, el riesgo de erosión al pie de la presa es reducida agregando rocas en el lecho. Un mejor espaciamiento y una elevación general del lecho pueden solucionar el problema de las grandes excavaciones, sin embargo esta solución resulta extremadamente costosa.

5.2 “GUÍA DE DISEÑO” PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES.

La siguiente orientación consiste en: investigación para establecer zonas de riesgo de flujo detríticos, clasificación de flujo detrítico, factores que pueden causar flujo detrítico, instalaciones de protección y control, determinación de la obra más adecuada de acuerdo a los fenómenos y morfología existente.

Esta investigación se realiza de acuerdo con el diagrama de flujo indicado en la Figura 5.4.

Figura 5.4: Diagrama de flujo para la investigación de flujo de escombros propensos a torrentes y a la relación de áreas de los desechos en peligro de flujo



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

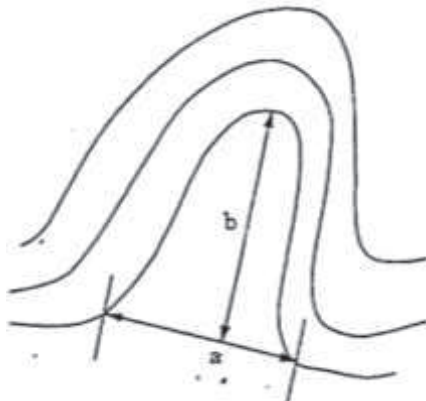
5.3 MUESTREO DE FLUJOS DETRÍTICOS

5.3.1 TORRENTES QUE SON OBJETO DE RECONOCIMIENTO

Los torrentes que son objeto de reconocimiento son los siguientes:

- Aquellos que grafían, en un mapa de 1:25000 de escala topográfica, una forma de relieve de garganta.
- Los que tengan el lecho de la corriente inclinado en un ángulo de 3 grados (1/20). En el caso de áreas volcánicas, 2 grados (1/30).

Figura 5.5: Garganta de primera fase



a: ancho de una garganta en una curva de nivel.

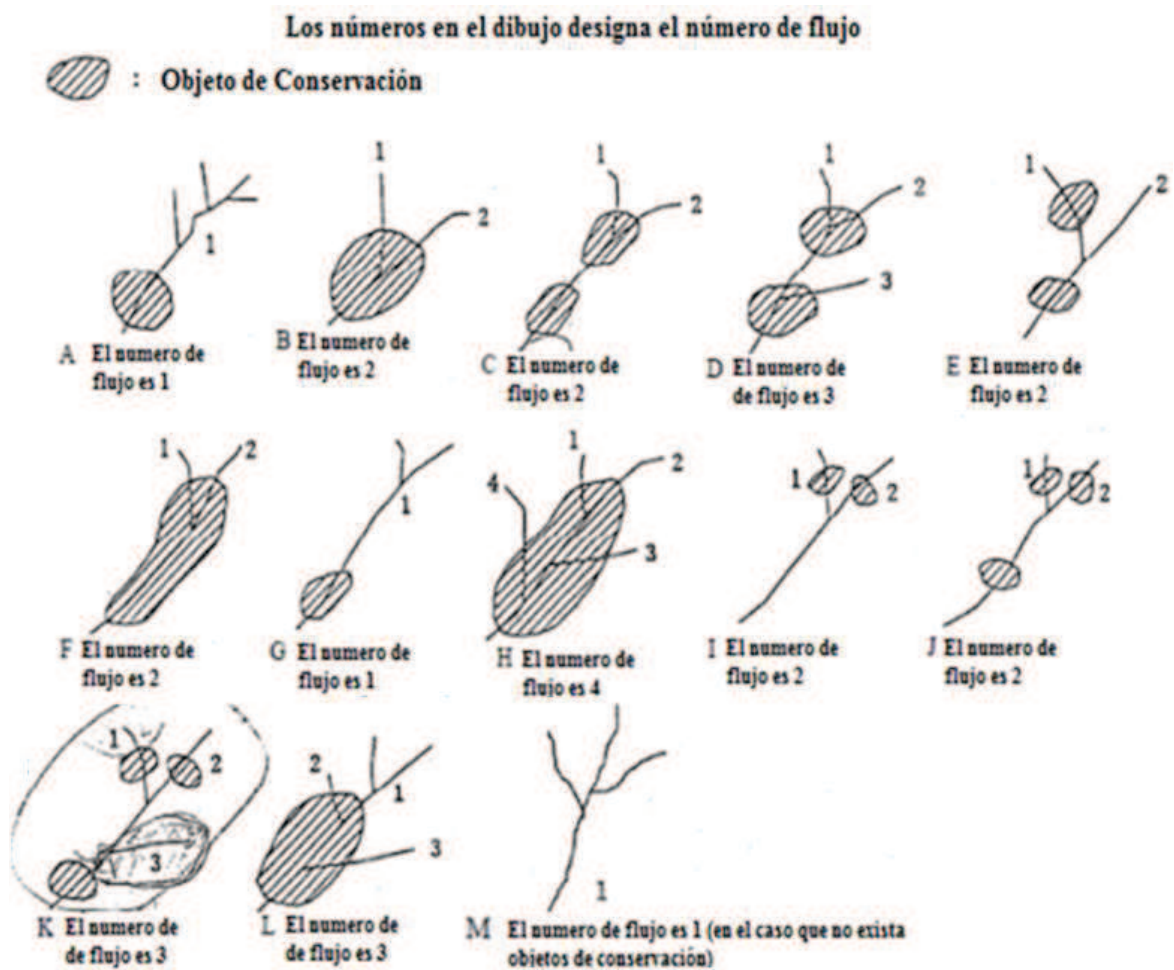
b: distancia más larga en una curva de nivel.

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

5.3.1.1 Método de conteo de corrientes

El método de conteo de número de corrientes se realiza según la Figura 5.6.

Figura 5.6: Método de conteo de torrentes propensos a flujos detríticos



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

5.3.1.2 Alcance de la investigación

Flujos detríticos propensos a torrentes tipo I y II, abarcarán todos los ámbitos en zonas volcánicas y todas las otras áreas por separado. Se pretende que sea objeto de reconocimiento las áreas que pueden convertirse en zonas de conservación, debido a la expansión de las áreas residenciales. Por lo tanto, en las áreas de planificación de la ciudad, se considerará la probabilidad de convertirse en zona residencial.

Escombros propensos a torrentes significa que tienen un peligro de aparición de flujos detríticos y que tienen la posibilidad de causar daños a: una casa o más, instalaciones relacionadas con personas que son más vulnerables a los desastres, oficinas de gobierno, escuela, hospitales, y centros de bienestar social, o un centro público como una estación de ferrocarril, posada, y estación eléctrica.

5.3.2 INVESTIGACIÓN PARA ESTABLECER ZONAS DE RIESGO DE FLUJOS DETRÍTICOS

5.3.2.1 Zona de peligro de flujos detríticos

Se refiere al área con peligro de inundación o acumulación de sedimento del flujo de escombros en función de sus condiciones topográficas, etc.

Estas zonas se establecen con el propósito de identificar las áreas donde se prevea que puedan ocurrir las inundaciones de flujos de escombros.

5.3.2.2 Establecimiento de un área de peligro de flujo detrítico

Es el área en la que se prevé que la inundación de un flujo detrítico, a la mayor escala posible, puede ocurrir de acuerdo a su topografía, la distribución de los sedimentos acumulados en los registros pasados e inundaciones del pasado.

El área de riesgo, se establecerá de forma integral teniendo, en cuenta la topografía, la distribución de los sedimentos acumulados causados por el flujo de escombros, los registros anteriores de la inundación del flujo de escombros, flujos de escombros vecinos y el estado topográfico de los flujos de escombros vecinos que son similares en geografía y otras características.

Los siguientes, son algunos de los puntos a ser utilizados para juzgar si se trata de un área de peligro de acuerdo a su topografía y sedimento:

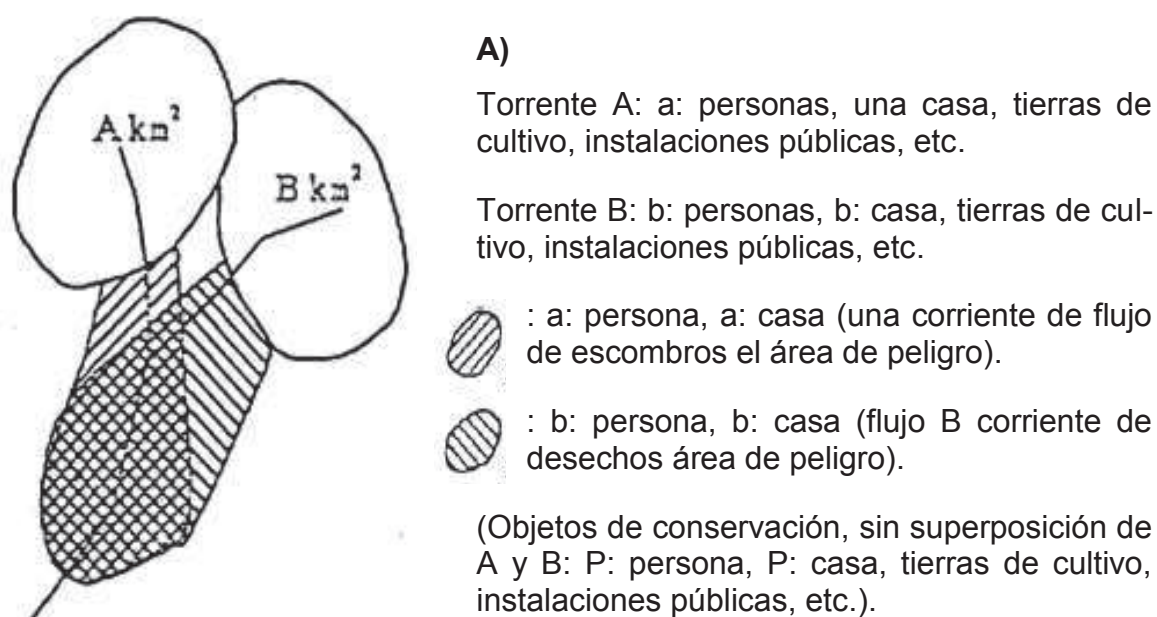
- Forma topográfica.
- Existencia de un grupo de canto rodado.
- Sedimento acumulado mezclado con grava sin formar una capa.

En función de la naturaleza del flujo de escombros y las condiciones topográficas, han sucedido casos donde se ha producido daños en áreas con una garganta con pendiente menor de 3 grados. Por lo tanto, en caso de flujo detrítico que incluya un porcentaje de sedimentos finos y un área con pendiente inferior a 3 grados, se establece como área de peligro a sus registros.

5.3.2.3 Objetos de conservación

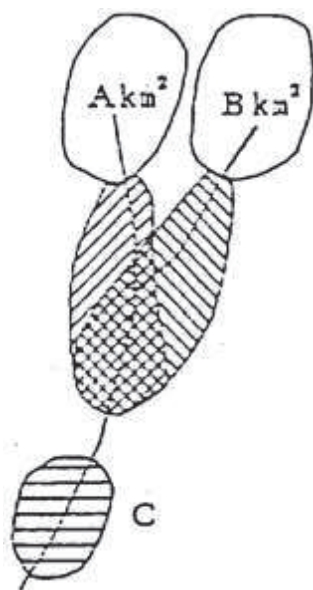
Los objetos de conservación, se entenderá por personas, casas, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc. que deben ser conservadas y que se encuentra en una zona de peligro de flujos detríticos. El método para el conteo de objetos de conservación es como se indica en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Método de recuento de número de viviendas protegidas



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

Tabla 5.1: (Continuación)



B)

Torrente A: (a + c) persona, (a + c) vivienda, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.

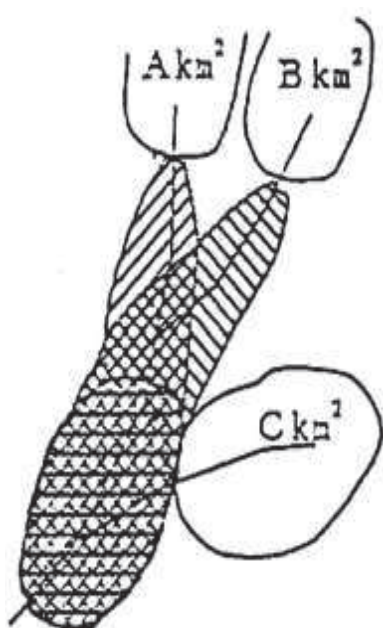
Torrente B: (b + c) persona, (b + c) vivienda, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.

 : a: persona, una: casa

 : b: persona, b: casa

 : c: persona, c: casa

(Objetos de conservación, sin superposición de A y B: P: persona, P casa, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.)



C)

Torrente A: (a + c) persona, (a + c) vivienda, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.

Torrente B: (b + c) persona, (b + c) vivienda, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.

Torrente C: c: persona, c: casa, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.

 : a: persona, una: casa

 : b: persona, b: casa

 : c: persona, c: casa

(Objetos de conservación, sin superposición de A, B y C: persona P, P casa, tierras de cultivo, instalaciones públicas, etc.)

D)

En los casos de un lugar que tiene un flujo y una zona de flujo detrítico, los objetos se deben registrar como son.

En los casos en que se superponen dos o más áreas de peligro de flujos detríticos a ser investigadas, se recomienda, contar el número de objetos de conservación distintos de los objetos superpuestos.

5.3.2.4 Clasificación de los flujos detríticos

Torrentes con flujos detríticos se clasifican en:

- ✓ Desprendimiento de escombros propensos a Torrentes tipo I: Es aquel torrente que fluye en un área donde hay 5 casas o más, o cuando, incluso si hay menos de 5 casas, hay una oficina gubernamental o municipal, escuela, hospital, estación, planta eléctrica, etc.
- ✓ Flujo de escombros propensos a Torrentes tipo II: Se refiere a un torrente que fluye en un área donde el número de casas que se conservan es 1 o más pero menos de 5.
- ✓ Torrentes análogos a los flujos de escombros propensos a corrientes: Se considera aquel torrente que fluye en un lugar donde actualmente no existe una casa que se va a conservar, pero en el futuro, es probable que haya nuevas casas, etc.

No es recomendable subdividir aún más las cuencas dentro de los flujos de escombros propensos a corrientes tipo I y II para establecer corrientes análogas a flujos de escombros con tendencia a arroyos. Así mismo, en los casos en que existe un área en la que es posible ampliar el alcance de la conservación en un río principal o en sus ríos afluentes, solo un río principal será designado corriente análogo al flujo de escombros con tendencia a arroyos.

5.4 INVESTIGACIÓN SOBRE FACTORES PARA LAS CAUSAS DE FLUJOS DETRÍTICOS.

5.4.1 PATRONES DE OCURRENCIA DE FLUJO DETRÍTICO Y FACTORES PARA LAS CAUSAS

Entre los patrones de ocurrencia de flujos de escombros incluyen: licuefacción del sedimento acumulado en el lecho de un arroyo, formación de escombros provo-

cados por una colina que se derrumbó y una rotura de la presa. En cuanto a corrientes, los factores de ocurrencia de flujo de escombros se indican en la siguiente lista:

- a) Pendiente del lecho del cauce.
- b) Área de la cuenca.
- c) Condiciones de garganta.
- d) Condiciones de ladera

De los 4 factores anteriores, **a** y **c** son licuefacción del sedimento acumulado en el lecho de los torrentes y **d** es un factor por causas de un flujo detrítico formado como resultado de la licuefacción de una ladera colapsada.

5.4.2 DETERMINACIÓN DE LA PENDIENTE DEL LECHO DEL CAUCE

Se lo puede determinar mediante la lectura de mapas topográficos (el más preciso por cada corriente) o realizando un levantamiento topográfico en situ.

La relación común entre la ocurrencia de flujo detrítico y la pendiente del lecho del cauce es como se muestra en la Tabla 5.2 y se categoriza por colores.

Tabla 5.2: Clasificación de la pendiente del lecho (θ) del torrente

CATEGORÍA	CATEGORÍA DE OCURRENCIA	COLOR
$20^\circ \leq \theta$	Rango de ocurrencia	Rojo
$15^\circ \leq \theta < 20^\circ$	Rango de ocurrencia-flujo descendente (En el caso de zonas volcánicas, rango de ocurrencia de flujo de escombros)	Naranja
$10^\circ \leq \theta < 15^\circ$	Los sedimentos de flujo de escombros, rango de flujo de sedimentos.	Rosado
$3^\circ \leq \theta < 10^\circ$	Los escombros de flujo / intervalo de sedimentación de flujo de sedimentos.	Verde
$2^\circ \leq \theta < 10^\circ$	En el caso de las zonas volcánicas, flujos de escombros / intervalo de sedimentación de flujo de escombros.	Verde

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

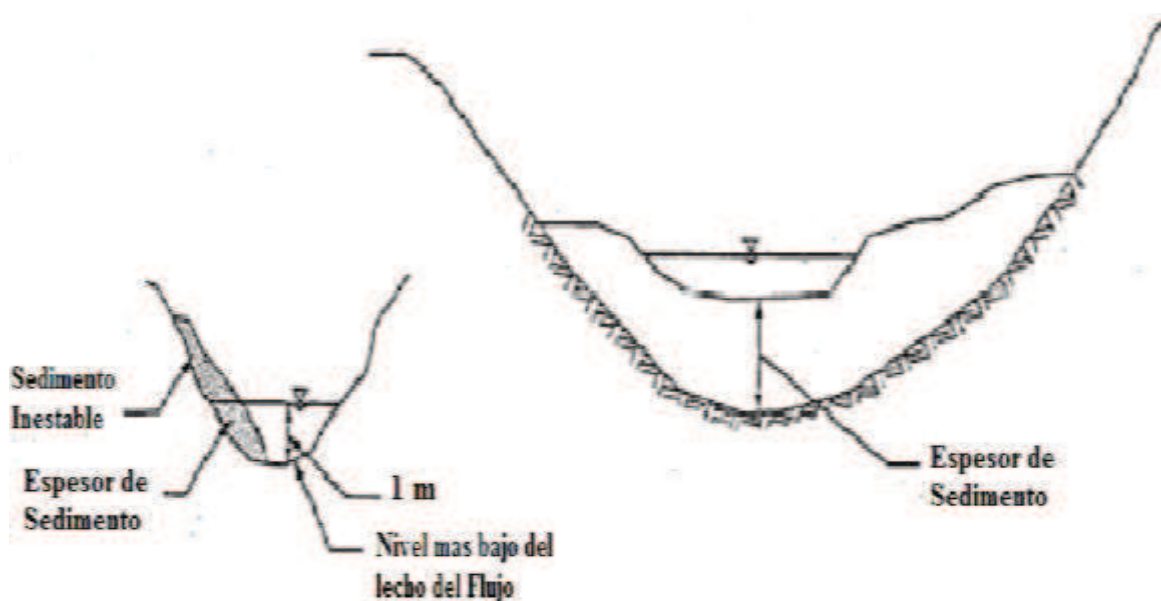
5.5 MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES EN BASE AL RECONOCIMIENTO IN SITU.

Para el lecho de un torrente de flujo detrítico, la existencia o no-existencia y el volumen de un sedimento acumulado en el lecho del cauce que sirve como fuente de generación, se convierten en elementos esenciales. Por lo tanto, la existencia o no existencia de sedimento acumulado en el lecho del cauce, el espesor y anchura de los sedimentos, y su estabilidad serán determinadas.

5.5.1 VISITA DE CAMPO

Con el propósito de confirmar por medio de un reconocimiento in situ los lugares con rocas desnudas, deslizamiento de los taludes, profundidad del sedimento acumulado en el lecho, vegetación existente, estructuras existentes, espesor del sedimento, se debe realizar una inspección a lo largo del torrente.

Figura 5.7: Determinación del espesor del sedimento in situ



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

En el caso de una corriente en la que exista sedimento que pueda causar peligro de colapso en una ladera, como un caso que se muestra en el dibujo anterior de la Figura 5.7, el espesor de sedimento será la profundidad máxima del sedimento existente desde el lecho más bajo del cauce a la altura de 1 m. Además, la anchura de sedimento debe ser también estudiada.

5.5.2 ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LOS SEDIMENTOS ACUMULADOS EN EL LECHO DE UN TORRENTE

En cuanto a los sedimentos acumulados en lecho de un torrente, la configuración de sedimentos (protuberancias de la superficie), la sección transversal de la erosión (ruta del agua), y la vegetación, deben registrarse íntegramente.

5.5.3 DETERMINACIÓN DE CONDICIONES DE LAS LADERAS

El objetivo es llevar a cabo un examen de las características geográficas de las laderas, sitios colapsados, agua de manantial, vegetación, etc., usando fotos aéreas, mapas topográficos y mapas geográficos de todas las áreas de las cuencas de los flujos detríticos.

En los casos de que un "área contraída siendo 1.000 m² o más por área" se produce dentro de un área de la cuenca, existe el peligro de ocurrencia de flujos detríticos como resultado de la licuefacción de escombros colapsados. En el caso de una pequeña corriente, de un área de la cuenca de 5 ha o menos en el que la posibilidad de aparición del lecho del torrente de flujo detrítico tipo licuefacción es baja, existe el peligro de que el colapso de la ladera pueda ocurrir.

5.5.4 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (KB)

Una vez realizado los reconocimientos y muestreos de campo, se procede a realizar el cálculo del coeficiente de Torrencialidad, como se indica en el capítulo 2 de este proyecto de titulación, utilizando las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, que se presentan a continuación:

$$K_b = \frac{D_b * P * \bar{h} * C * E * (S+1)^{1/2}}{L_p * (S_f+1)^{1/2}} \quad (2.1)$$

Dónde:

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 2.1).

E: coeficiente de erosionabilidad de la cuenca (Tabla 2.2).

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:

$$D_b = \frac{L}{S} \quad (2.2)$$

Dónde:

D_b: densidad de drenaje (km⁻¹).

L: longitud total de todos los cursos de agua (km).

S: superficie de la cuenca (km²).

$$L = L_p + \sum L_i \quad (2.3)$$

Dónde:

L: longitud total de todos los cursos de agua (km).

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 fórmula:

$$\bar{h} = \bar{H} - H_0 \quad (2.4)$$

Dónde:

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

H₀: altitud de la sección de cierre de la cuenca (km).

\bar{H} : altitud media de la cuenca sobre el nivel del mar (km).

$$\bar{H} = \frac{\sum_1^n H_i * S_i}{S} \quad (2.5)$$

Dónde:

\bar{H} : altitud media de la cuenca sobre el nivel del mar (km).

H_i : altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas (km).

S_i : superficie entre dos curvas de nivel consecutivas (km²).

S : superficie de la cuenca (km²).

Una vez calculado el coeficiente de torrencialidad, se procede a categorizar el torrente de acuerdo a la Tabla 2.3 del capítulo 2:

TABLA 2.3.: Clasificación y coeficientes de torrencialidad.

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

Fuente: Škopek, 1988

De acuerdo a la categorización del torrente se recomienda un tipo de sistema de obras de control de torrentes como se muestra en la Tabla 5.3:

Tabla 5.3: Sistemas recomendados de acuerdo al coeficiente de Torrencialidad

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

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Tabla 5.3: (Continuación)

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

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En la Tabla 5.4 se muestran las funciones, ventajas y desventajas de cada uno de los tipos de obras que se utilizan para el control de torrentes:

Tabla 5.4: Funciones, ventajas y desventajas de las obras de control de torrentes

OBRA	FUNCIÓN Y VENTAJAS	DESVENTAJAS
BEAM-DAMS (Presas en base a vigas horizontales)	Retener sedimento grueso y troncos, recude la velocidad del flujo. No provocan estrechamiento del cauce en lo posible.	Instalación in situ compleja.
SLIT-DAMS (Presas de columnas verticales)	Dosificar los volúmenes de sedimento de crecida. Recude la velocidad del flujo. No provocan estrechamiento del cauce en lo posible.	Instalación in situ compleja.
DISIPADOR DE ENERGÍA	Disminuir, de una alta velocidad a una controlada velocidad bajado su energía potencial.	Se necesita espacios grandes en la sección del cauce.

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Tabla 5.4: (Continuación)

OBRA	FUNCIÓN Y VENTAJAS	DESVENTAJAS
RESAS ABIERTAS	Retención de sedimento de gran tamaño de lavas torrenciales y permitir el paso del flujo y material fino. Puede ser construido con perfiles de acero, o tubos metálicos u hormigón.	Costoso. Construcción compleja.
PRESAS CERRADA CON ORIFICIOS	Baja la velocidad erosiva para evitar daños en el fondo del cauce y sus márgenes. Construcción maleable y se adapta al estrechamiento del cauce.	Necesita cimentación apropiada. Costosa. Construcción compleja. Necesitan mantenimiento periódico.
PRESAS PEQUEÑAS ESCALONADAS	Disminuir la velocidad del flujo. Disminuir el poder destructivo del torrente. Controlar la erosión.	Construcción compleja.
UMBRALES DE FONDO	Disminuir la velocidad del flujo	Construcción compleja.
CONTROL DE DIRECCIÓN DE FLUJO	Levar los flujos a lugares seguros mediante canales. Las obras pueden ser construidas en tierra, hormigón o compuestas.	Obras complementarias. Tienen que ser tan rectas y paralelas a la dirección natural del flujo. En caso de curvas que sean de posible evitar, el radio de curvatura debe ser lo más grande posibles. Mantenimiento permanente.
BARRERAS DEFLECTORAS	El flujo detrítico controlado por diques suficientemente altos como para prevenir embalses. Se puede cambiar la dirección del flujo para proteger alguna estructura. Disminuye su pendiente para favorecer la depositación.	Costoso. Diseño complejo. Se requiere materiales de alta resistencia.

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Tabla 5.4: (Continuación)

OBRA	FUNCIÓN Y VENTAJAS	DESVENTAJAS
BOSCOSOS DE DISPERSIÓN	Controla la dirección del flujo como también la depositación. Se combinan con diques desviadores y barreras deflectoras. Son utilizados como amortiguadores entre el flujo y el objeto protector. Naturales o artificiales (tierra, madera, acero, hormigón).	Costoso. Se requiere de áreas extensas
OBRAS DE DEPOSITACIÓN	Corresponden a grandes trampas que pueden detener y almacenar el volumen de aluvión	Limitaciones de costos. Tiempo de construcción extensa. Se requiere grandes espacios. Solución en general difícil de implementar. Necesita ser acompañado por impedimentos para el flujo y barreras terminales tales como: presas permeables o impermeables.

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En la Tabla 5.5, se presentan las ventajas y desventajas del material a utilizarse en la construcción de obras de control de torrentes.

Tabla 5.5: Ventajas y desventajas del material a utilizarse en la construcción de obras de control de torrentes

MATERIAL	VENTAJAS	DESVENTAJAS
MADERA	Se puede obtener en situ.	Duración limitada
MAMPOSTERÍA DE PIEDRA	Se puede obtener en situ. Atracción turística	Limitado hoy en día por medidas paisajistas. Medianamente costoso.
HORMIGÓN	Material resistente y de alta durabilidad. Capaz de resistir condiciones climáticas extremas.	Medianamente costoso Necesita de transporte Instalación compleja Necesita mantenimiento
ACERO	Elementos prefabricados. Muy resistente.	Costoso. Necesita revestimiento. Necesita de mantenimiento.

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

5.5.5 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD (C) Y COEFICIENTE DE EROSIONABILIDAD DE LA CUENCA.

El coeficiente de permeabilidad (C) y coeficiente de erosionabilidad de la cuenca, se determinarán de acuerdo a las Tablas 2.1 y 2.2 respectivamente, presentadas en el del capítulo 2, que se muestran a continuación:

TABLA 2.1.: 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 arenoso	0,65
Permeable	franco	0,60
	chernozem	0,60
	franco arenoso	0,55
Muy permeable	arenoso	0,45
	franco arenoso	0,45
	gravas	0,45

Fuente: Škopek, 1988

TABLA 2.2: Coeficiente de erosionabilidad de la cuenca

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

Fuente: Škopek, 198.

TABLA 2.2: (Continuación)

E	Intensidad erosiva en la cuenca de drenaje y en su cauce
0,6	La erosión laminar predomina en la cuenca. Esporádicamente se produce erosión en cárcavas. Existe una considerable erosión longitudinal y transversal en el cauce, con transporte de gravas.
0,5	La erosión laminar afecta a más del 50% de la superficie. En el cauce existe transporte y acumulación de gravas. Las pendientes de las laderas son mayores del 20%.
0,4	Del 25 al 30 % de la superficie sufre erosión laminar y esporádicamente aparece erosión en regueros. Existe transporte y acumulación de acarreo más pequeños. La pendiente de laderas es del 10 al 15 %. La cubierta vegetal está degradada.
0,3	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.
0,2	Toda la cuenca está libre de procesos de erosión. Existe una gran proporción de superficie agrícola en la cuenca. Las pendientes son superiores al 20%.
0,1 - 0	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 estabilizado en ambos sentidos de la gradiente (erosión = sedimentación)

Fuente: Škopek, 198.

5.5.6 CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DEL FLUJO DETRÍTICO (QD)

En primer lugar, es necesario el cálculo de caudales para los diferentes períodos de retorno. Para el cálculo de caudales, se recomienda dividir a la cuenca aportante en subcuencas aportantes de manera de no exagerar en los diseños.

Estos caudales pueden ser calculados por diferentes métodos o utilizar paquetes computacionales como el Hec-Hms.

Una vez calculado el caudal de agua limpia se procede al cálculo del caudal máximo del flujo detrítico a producirse en el torrente utilizando las ecuaciones 2.24 y 2.25. del capítulo 2 mostradas a continuación:

$$Qd = Qo * P = Qo \frac{C^*}{C^* - C_d} \quad (2.25)$$

Dónde:

Qd: caudal máximo del flujo detrítico (m³/s).

Qo: caudal máximo líquido (m³/s).

P: coeficiente de ampliación (adimensional).

Cd: concentración volumétrica de sólidos (%).

C*: la concentración máxima de los sólidos (o concentración de empaquetamiento) (%).

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

$$Cd = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} * \frac{\tan \alpha}{(\tan \phi - \tan \alpha)} \quad (2.26)$$

Dónde:

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 (°).

Φ : ángulo de fricción interna del material depositado (entre 30° y 40°).

5.5.7 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DEL FLUJO DETRÍTICO (U)

Para el cálculo de la velocidad del flujo detrítico, a producirse en el torrente, se calcula utilizando las ecuaciones 2.27, 2.28 y 2.29 del capítulo 2. Sin embargo, en la actualidad existen paquetes computacionales como el Hec-Ras que permiten medir velocidades de forma rápida. Para este cálculo se recomienda sacar secciones transversales del cauce para determinar la geometría del mismo, en lo posible que no sean muy distanciados el uno del otro para poder asemejar el mode-

lo matemático lo más próximo a la realidad. En cauces donde su morfología no es muy variable se puede sacar perfiles más distanciados.

5.5.8 CÁLCULO DE LA PENDIENTE DE ESTABILIZACIÓN DEL CAUCE

El cálculo de la pendiente de estabilización es muy importante, ya que define las ubicaciones y alturas apropiadas de las obras de control de torrentes.

Se realiza de manera que cumpla la siguiente condición: que su velocidad máxima no sea erosionable al fondo del lecho y no arrastre sedimentos gruesos.

Se puede utilizar la ecuación de Manning para el cálculo de velocidades en canales, donde se despeja la pendiente, como muestra la siguiente expresión:

$$i_0 = \left(\frac{V * n}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (5.1)$$

Dónde:

i_0 : Pendiente de estabilización (m/m).

V: Velocidad máxima no erosiva (m/s).

n: Coeficiente de rugosidad.

R: Radio hidráulico (m).

Debido a que el radio hidráulico depende del calado de agua en el cauce, y el calado depende de la pendiente, este proceso se vuelve iterativo hasta encontrar los valores que satisfagan la velocidad máxima no erosiva (Tabla 5.5 de acuerdo al material existente del canal).

Tabla 5.6: Velocidades máximas no erosivas

Material	n	Agua limpia		Agua con limos coloidales	
		V(m/s)	τ_o (N/m ²)	V(m/s)	τ_o (N/m ²)
Arenas finas, no coloidales	0,020	0,457	1,29	0,762	3,59
Franco arenoso, no coloidal	0,020	0,533	1,77	0,762	3,59
Franco limoso, no coloidal	0,020	0,610	2,30	0,914	5,27
Limos aluviales, no coloidales	0,020	0,610	2,30	1,070	7,18
Tierra negra firme común	0,020	0,762	3,59	1,070	7,18
Ceniza volcánica	0,020	0,762	3,59	1,070	7,18
Arcilla dura, muy coloidal	0,025	1,140	12,4	1,520	22,0
Limos aluviales, coloidales	0,025	1,140	12,4	1,520	22,0
Pizarra y tepetate	0,025	1,830	32,1	1,830	32,1
Grava fina	0,020	0,762	3,59	1,520	15,3
Tierra negra graduada a piedritas cuando no es coloidal	0,030	1,140	18,2	1,520	31,6
Limos graduados a piedritas cuando es coloidal	0,030	1,220	20,6	1,680	38,3
Grava gruesa no coloidal	0,025	1,220	14,4	1,830	32,1
Piedritas y ripio	0,035	1,520	43,6	1,680	52,7

Fuente: Hidráulica de canales, Ven T. Chow.

5.5.9 CÁLCULO DE LA FUERZA DE EMPUJE DEBIDO AL IMPACTO

Para el cálculo de las fuerzas de empuje debido al impacto se deberá utilizar la ecuación 2.33 del capítulo 2, indicada a continuación:

$$F = \rho_d A u^2 \sin \beta \quad (2.33)$$

Dónde:

F: fuerza de empuje debido al impacto de onda contra la barrera (N).

ρ_d : densidad de los detriticos (kg/m³).

u: velocidad media del flujo (m/s).

A: Área transversal del flujo (m²).

β : ángulo formado por la dirección del flujo y la cara de la barrera (°).

Es recomendable que la fuerza de impacto calculada, sea distribuida en una área igual al ancho total del flujo detrítico esperado, y su altura aproximada 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.

5.5.10 CÁLCULO DE LA SOBREVOLACIÓN Y TREPAMIENTO

En los casos de presencia de curva o cambio de dirección de un torrente se debe calcular la sobre elevación, para dicho cálculo se deberá utilizar la ecuación 2.38 del capítulo 2 indicada a continuación:

$$\Delta h = k \frac{bu^2}{Rg} \quad (2.38)$$

Dónde:

Δh : diferencia de alturas entre ambos lados del flujo (m).

k: factor de corrección que depende de la viscosidad y 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/s^2).

Se recomienda utilizar $k=5$ para calcular la sobre elevación para fines de diseño, y $k= 2,5$ para estimar velocidades a partir de sobre elevaciones medidas en sitio.

5.5.11 CÁLCULO PARA LA CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE VOLUMEN DE SEDIMENTOS

Para la determinar la capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos, utilizamos las fórmulas a continuación presentadas el esquema de la Figura 5.8.

Volumen Actual de sedimentos:

$$V_0 = 0.25(B_0 + B_1)(H - \Delta H) * L_0 \quad (5.2)$$

Volumen previsto de sedimento:

$$V = \frac{0.5(B_0 + B_2)H^2}{i_0} \quad (5.3)$$

Almacenamiento insuficiente de los sedimentos:

$$\Delta H = V - V_0 \quad (5.4)$$

Dónde:

i_0 : Pendiente del cauce del río (m/m).

B_0 : Longitud básica de la presa (m).

B_1 : Ancho actual de los sedimentos (m).

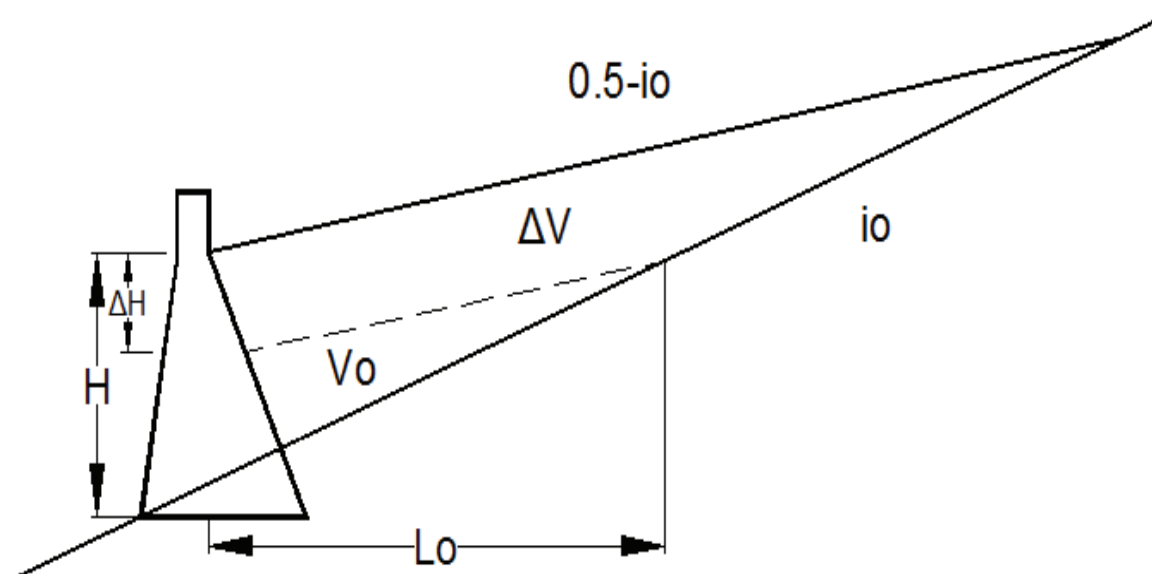
B_2 : Planificación de la anchura de los sedimentos (m).

L_0 : Estado actual de la expansión de los sedimentos (m).

H : Altura de la presa (m).

ΔH : Altura de almacenamiento insuficiente de sedimento (m).

Figura 5.8: Esquema para el cálculo de capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos



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

5.6 MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

5.6.1 TIPOS DE MANTENIMIENTO

Estos se clasifican de acuerdo a la periodicidad, magnitud y urgencia de los trabajos de operación y mantenimiento en el sistema. Las actividades pueden ser clasificadas en: preventivas, correctivas y de emergencia.

- ✓ Las actividades preventivas están asociadas con actividades rutinarias de inspección y limpieza. Satisfacen, generalmente, un programa previamente elaborado y cuya aplicación tiende a minimizar las interrupciones y el desgaste acelerado de los componentes del sistema.
- ✓ Las actividades correctivas comprenden fundamentalmente a mejoras de las estructuras instaladas.
- ✓ Las actividades de emergencia se refieren a los servicios de atención urgente y de reparación de daños producidos por accidentes de ocurrencia fortuita. Estos pueden ser consecuencia de defectos en la construcción, de falta de mantenimiento preventivo y de factores externos.

5.6.1.1 Mantenimiento preventivo

Las acciones de mantenimiento preventivo son un conjunto de instrucciones que deben ejecutarse sistemáticamente, con una periodicidad bien definida. La frecuencia de estas actividades debe planificarse a principio de año.

Dos tipos de actividades principales se pueden distinguir dentro del mantenimiento preventivo:

- Verificación periódica de los componentes: sirve para detectar problemas en el sistema. Consiste básicamente en la inspección interna de cada componente (Diques, umbrales de fondo, rejillas, perfiles de acero, obras de captación, etc.), y de una inspección superficial de las quebradas que forman el torrente.
- Mantenimiento periódico de los componentes del sistema: consiste básicamente en actividades de limpieza en las obras que presenten obstrucción.

Se procederá de la siguiente manera:

- ✓ Extracción del material acumulado en el cauce aguas arriba del dique, para mantener la capacidad de embalse y laminación al máximo posible de las obras que permitan el acceso de equipo caminero (cargadora o retroexcavadora con el soporte de volquetes) para la evacuación del material a sitios autorizados. Esta limpieza debe efectuarse previo el inicio de la época invernal y cuando las obras de captación y desalojo de caudales se encuentren obstruidos en un máximo de 75% de su capacidad, lo cual implica disponer de una cuadrilla de trabajadores y equipos para efectuar estas limpiezas. El tiempo requerido para la limpieza de cada embalse dependerá del volumen de material depositado, lo cual depende, a su vez, de la intensidad y duración de las precipitaciones.
- ✓ La limpieza en las rejillas de captación o las torres de captación, se realizará mediante el rastrillado de las mismas para remover sólidos flotantes adheridos a aquellas. Sería conveniente promover la colaboración ciudadana, de manera que moradores cercanos al sitio del embalse, efectúen esta limpieza, de otra forma debería efectuarla una cuadrilla de Obras y Mantenimiento.
- ✓ Se deberán limpiar las obras que presenten canales de evacuación de excesos. Esta actividad será muy eventual, pues normalmente el flujo debe tener capacidad de arrastre del material, es decir de auto-limpieza. Se estima deberá efectuarse previo el inicio de la época lluviosa.
- ✓ Las obras de regulación de pendiente longitudinal no requieren de limpieza, puesto que el material acumulado aguas arriba de los pequeños diques, debe permanecer sin ser retirado, ya que justamente aquel relleno ayuda a reducir la pendiente longitudinal del cauce.
- ✓ Limpieza de las márgenes del cauce: consiste en el desalojo de escombros existentes en las márgenes de la quebrada del cauce para evitar el derrumbamiento hacia el lecho e impedir la producción de flujos detríticos.

En general, una frecuencia de mantenimiento preventivo, se debe realizar con periodicidad mínima anual. Se determinarán las actividades indicando de que día a que día, o de que mes a que mes, se realizaran las diferentes acciones, para un

año calendario completo. Un paso importante es registrar con colores relevantes los sectores y los elementos importantes del sistema, a medida que las actividades de inspección y limpieza, en cada uno de ellos, vayan siendo ejecutadas.

5.6.1.2 Mantenimiento emergente y correctivo

Cabe anotar, que las actividades de emergencia incluyen el mantenimiento inmediato y no admiten programación alguna. Estos problemas resultan de emergencias producidas por roturas u obstrucciones totales en la obras de captación.

CAPÍTULO 6

APLICACIÓN METODOLÓGICA DE LA GUÍA DE DISEÑO

6.1 INTRODUCCIÓN

El control de flujos detríticos es muy importante debido a que se puede evitar daños y pérdidas tanto humanas, como materiales, por lo que hemos considerado, después de aportar con un manual de diseño de obras de control de torrentes, una aplicación del mismo. Se ha escogido un torrente ubicado en la ciudad de Esmeraldas, ya que dicha ciudad sufre de lluvias intensas y cuenta con torrentes, que erosionan el lecho del cauce y arrastran sedimento tanto fino como grueso.

6.2 UBICACIÓN DEL TORRENTE A CONTROLAR

Se encuentra en el Noroccidente del territorio Ecuatoriano, en la ciudad de Esmeraldas, en la zona colinada paralela a las Avenidas Carlos Concha y Río Sucio, hasta la calle Río Cupa a la altura del colegio Esmeraldas Libre, de acuerdo a las coordenadas locales UTM inicia en las coordenadas N648440; E105515 y termina en las coordenadas N649095; E106390 aproximadamente.

Figura 6.1: Ubicación general del proyecto a analizar



Fuente: blogspot.com

6.3 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

El área colinada observa ciertos conflictos ambientales, pues la ocupación del suelo para vivienda y vías, localizadas incluso en las propias quebradas, ha originado cierta eliminación del drenaje superficial, siendo sustituido, en algunos casos, por la red de drenaje urbano, pero con una capacidad notablemente menor.

En el caso de la subcuenca El Cementerio, el cauce se mantiene abierto en los tramos altos y medios, salvo ciertas secciones en las cuales ha sido estrechado y sus márgenes inundables ocupadas por viviendas.

Las lluvias y el escurrimiento, provocan la remoción y transporte de sedimentos, vegetación, escombros y basura. Estos son arrastrados hacia la parte consolidada de la ciudad por calles y colectores, originando el taponamiento o la disminución de la capacidad de drenaje del sistema de alcantarillado y el anegamiento de calles y nudos viales de la zona baja de la ciudad.

Adicionalmente, es necesario implementar medidas de control de socavación del cauce por efecto del paso de las crecidas, por lo que se requiere evaluar el régimen de los caudales y la erosión general y local, que están condicionados con el tipo de suelo propios del cauce.

6.4 DIAGNÓSTICO DEL SITIO DE APLICACIÓN

Se realizó una visita al sitio con el fin de determinar los diferentes aspectos que se presenta en el sector, tales como: cobertura vegetal, estado de sus márgenes, estado del cauce, asentamientos poblacionales en las orillas de la quebrada, presencia de escombros y basura, descargas de aguas servidas directas al cauce, obras existentes en cauce, etc.

6.4.1 OBSERVACIONES EN SITU

Para este recorrido, empezamos desde la parte más alta, donde se observó cobertura vegetal con paja y arbustos como se puede observar en la fotografía 6.1. Debido a la cobertura vegetal y su difícil acceso no se pudo observar el flujo, además hay la presencia de escombros en la orilla de la quebrada del margen

izquierdo del torrente, como se observa en la fotografía 6.2. Estos escombros se están deslizando hacia el cauce como se observa en la fotografía 6.3, contribuyendo a la producción de un flujo detrítico. En el mismo sector, existe el cerramiento de una casa ubicado en la orilla de la quebrada al margen izquierdo del cauce, el cual está fisurado y próximo a colapsar hacia la quebrada, como se observa en la fotografía 6.4. Existe una vía asfaltada la que ha sido construida sobre el torrente, pero se ha colocado una tubería de alcantarilla de hormigón armado de $D=2000\text{mm}$ aproximadamente. La fotografía 6.5 indica el lugar aproximado por donde cruza la tubería anteriormente mencionada. El asentamiento poblacional en la parte alta es relativamente bajo, como se puede observar en las fotografías 6.6 y 6.7; pero puede incrementarse a futuro.

Avanzando aguas abajo, existe una especie de escombrera ilegal al margen derecho del torrente, donde se acercan autos a desalojar escombros de tierra y construcción civil, contribuyendo a la producción de flujos detríticos, como se observa en las fotografías 6.8, 6.9, 6.10 y 6.11. En la fotografía 6.12, se captó una camioneta que se acercaba a la quebrada para desalojar escombros.

En las fotografías 6.13 y 6.14 se observa que existen casas y una institución educativa a la orilla de la quebrada del margen izquierdo del torrente. En la parte baja, el asentamiento poblacional es notable, pues se encontró una institución educativa ubicada al margen derecho del cauce como se muestra en las fotografías 6.15 y 6.16. En el mismo sector existe un puente colgante para uso peatonal (fotografía 6.17), el que se encuentra deteriorado y de difícil acceso. También, se observó casas construidas en el lecho del torrente como indica la fotografía 6.18.

Siguiendo el recorrido aguas abajo y próximo a la obra de captación, nos encontramos con otro botadero ilegal de escombros y basura (fotografía 6.19), el cual contribuirá a la producción de flujos detríticos con una alta posibilidad de taponamiento en el sistema de alcantarillado existente en esa zona. Además se encontraron casas ubicadas sobre el lecho del cauce (fotografías 6.20 y 6.21).

Avanzando aguas abajo encontramos la obra de captación, la que se conecta con la red de alcantarillado de la ciudad de Esmeraldas. Esta obra consiste en un pequeño gradeado que desciende 1.20m para la disipación de energía (fotografía

6.22), la cual permite el ingreso a una alcantarilla de sección rectangular de 1.50m de alto y 1.20 de ancho. En su parte superior se ha construido un muro de ala de 1.50m de alto, como podemos observar en la fotografía 6.23.

Continuando el recorrido por la margen izquierda del torrente, se encontró un paso peatonal de hormigón el que usa dos tuberías de hormigón armado de 800mm de diámetro, donde la tubería del lado derecho se encuentra con un 80% de obstrucción, debido a los sedimentos arrastrados por el torrente. La tubería de la derecha también se encuentra obstruida en un 40% por el sedimento, como se muestra en la fotografía 6.24.

Aguas arriba del paso peatonal nos encontramos con una especie de muro construido con llantas, utilizado para sostenimiento del suelo, como se indica en las fotografías 6.25 y 6.26. En cualquier momento puede colapsar ya que este muro se lo ha construido sin ningún sistema para soportar el momento al volcamiento,

Al igual que el margen derecho, también se encontró botaderos de escombros y basura como se indica en la fotografía 6.27.

Fotografía 6.1: Cobertura vegetal en la parte alta de la cuenca



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.2: Presencia de escombros a un margen de la Quebrada



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.3: Deslizamiento de los escombros al cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.4: Cerramiento a colapsar hacia el cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.5: Lugar por donde atraviesa la tubería



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.6: Asentamiento poblacional en la parte alta de la cuenca



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.7: Asentamiento poblacional en la parte alta de la cuenca



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.8: Botadero de escombros al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.9: Botadero de escombros al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.10: Botadero de escombros al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.11: Botadero de escombros al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.12: Desalojo de escombros vigentes



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.13: Presencia de casas y una institución educativa al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.14: Presencia de casa al margen dl cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.15: Institución educativa al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.16: Institución educativa al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.17: Puente colgante en mal estado



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.18: Casas construidas en el cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.19: Escombros arrojados en el margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.20: Casas construidas en el cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.21: Casas construidas en el cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.22: Gradeado en la entrada de la obra de captación



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.23: Obra de captación



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.24: Paso peatonal (tuberías obstruidas)



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.25: Muro de llantas constituido de forma artesanal



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.26: Muro de llantas constituido de forma artesanal



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Fotografía 6.27: Botadero de escombros al margen del cauce



Foto por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.4.2 EVALUACIÓN GENERAL

Una vez realizado las observaciones, se concluye que actualmente está quebrada está siendo utilizada como botadero de escombros y basura de forma inadecuada e ilegal, contribuyendo a la generación de flujos detríticos. Las descargas de aguas servidas de las casas ubicadas en las márgenes del cauce se las hace de forma directa e inapropiada. Existen casas construidas tanto, a las márgenes del cauce, como en el lecho mismo del cauce. Estas casas están en una zona de peligro y con alto riesgo de sufrir colapso en caso de que se presente un evento torrencial, poniendo en riesgo la vida de quienes la habitan.

No existe un control para evitar que se realice los desalojos de escombros y basura en esta quebrada, ni el control para evitar las construcciones en la zonas de alto riesgo, donde incluso se han construido dos instituciones educativas, una al margen derecho y la otra al margen izquierdo del torrente, poniendo en peligro a los estudiantes y profesores ya que no existe un plan de contingencia en caso de desastre natural.

Se observó, en la parte alta del cauce, cobertura vegetal del tipo de pajonales y arbustos, siendo mayoritariamente los pajonales con un 70%. Alrededor del 30% son arbustos, los que se encuentran principalmente sobre el cauce (fotografía 6.1).

En la parte media alta del cauce, arriba del botadero de escombros, encontramos la misma cobertura vegetal, pero en una proporción de 40% de pajonales y 60% de arbustos (fotografía 6.13).

En la parte media baja y baja del cauce, encontramos asentamiento poblacional en las márgenes, tanto derecho como izquierdo, por lo que su cobertura vegetal queda reducida a un 15% aproximadamente (fotografía 6.18).

6.5 FENÓMENO FÍSICO

Las inundaciones y la erosión son resultado de la combinación de fenómenos naturales y la actividad negativa de los moradores ubicados en la zona colinada. La zona colinada de Esmeraldas está constituida por varias subcuencas de drenaje y

quebradas con taludes de pendiente fuerte mayores al 20%; predominan allí las arcillas y limos no consolidados y por tanto fácilmente removibles y naturalmente inestables.

Además, el régimen climático observa dos estaciones marcadas dentro del año, que son: el período lluvioso y el verano, con lluvias de gran intensidad. La erosión de los cauces asociada al paso de las crecidas, se traduce en la profundización de los mismos, y también en la paulatina desestabilización de los taludes. Estos fenómenos dan lugar al deficiente funcionamiento de las estructuras de captación y conducción del escurrimiento superficial de las cuencas altas.

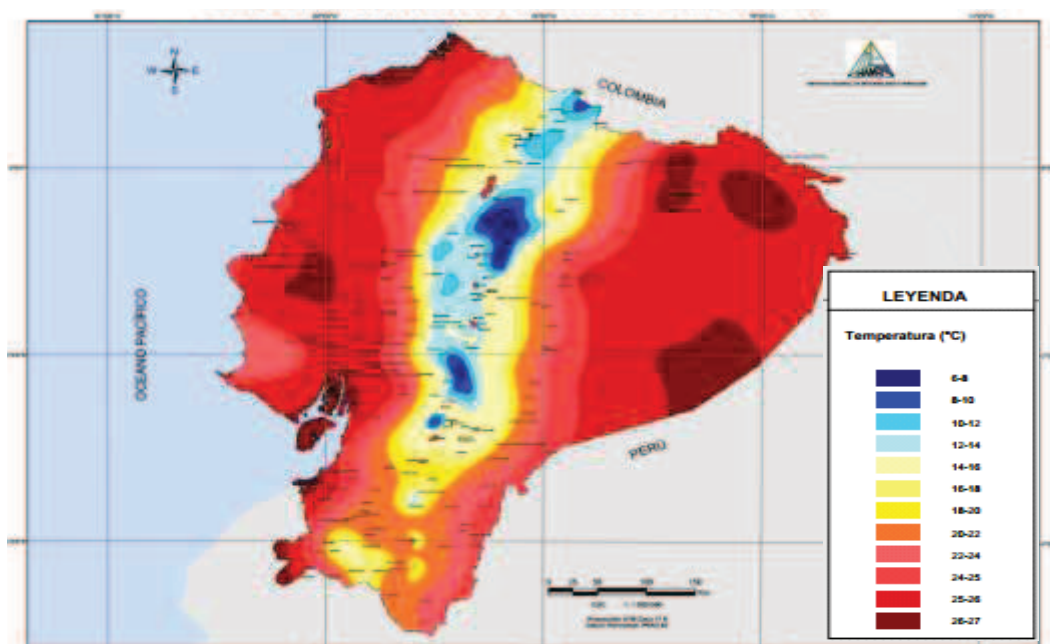
En consecuencia, controlar la erosión del cauce a través de Obras de Control de Torrentes, constituye un factor importante.

6.6 CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS E HIDROLÓGICAS

6.6.1 TEMPERATURA

La temperatura media anual es de 25.5 °C. La distribución al interior del año de la temperatura muestra valores medios mayores entre marzo y junio, y la amplitud de variación de las temperaturas medias mensuales alcanza los 0.7 °C.

Figura 6.2: Mapa de temperatura media multianual serie 1965 – 1999



Fuente: INAMHI

6.6.2 HUMEDAD RELATIVA

La humedad relativa media anual, registrada en Tachina, alcanza 78 %, con variación, en valores medios mensuales, entre 75 %, que se presenta en los meses más secos (octubre – noviembre) y 82 %, registrada en febrero; es decir el rango de variación de la humedad relativa es de 7 %.

6.6.3 NUBOSIDAD

La nubosidad media en las dos estaciones difiere ligeramente; mientras en Tachina alcanza 6 en la escala de 8, en Las Palmas es ligeramente mayor e igual a 7. Esta característica climática se mantiene, en valores medios mensuales, relativamente uniforme, pues toma valores solamente de 5 y 6, en la estación Tachina; mientras que en Las Palmas alcanza 6 y 7 puntos, siempre sobre 8.

6.6.4 EVAPORACIÓN POTENCIAL

La evaporación media anual, alcanza en promedio 1445.8 mm en el año; es decir, 120.5 mm por mes. Sépase, que la evaporación toma los máximos valores (entre 120 y 140 mm por mes) en el período seco del año, que se prolonga desde mayo-junio hasta diciembre. En los meses más húmedos (febrero, marzo y abril), la evaporación decrece, pero en términos relativos, se mantiene alrededor de los 90 – 100 mm por mes.

6.6.5 HELIOFANÍA

La heliofanía registrada en Las Palmas es alta, pues el valor anual medio es 1556.7 horas efectivas de sol, valor que corresponde a 129.7 horas por mes. Se aprecia el aumento de la heliofanía en el período seco del año y aumento en el período húmedo, por la mayor presencia de nubes que originan precipitaciones.

6.6.6 VELOCIDAD DEL VIENTO

De manera natural el mayor valor se observa en Las Palmas, área abierta a las brisas del mar, con 12.1 m/s, y decrece hasta Tachina, en donde el valor que toma esta variable es 7.7 m/s. Los valores máximos absolutos son, 20.0 m/s en Las Palmas y 9.1 m/s en Tachina.

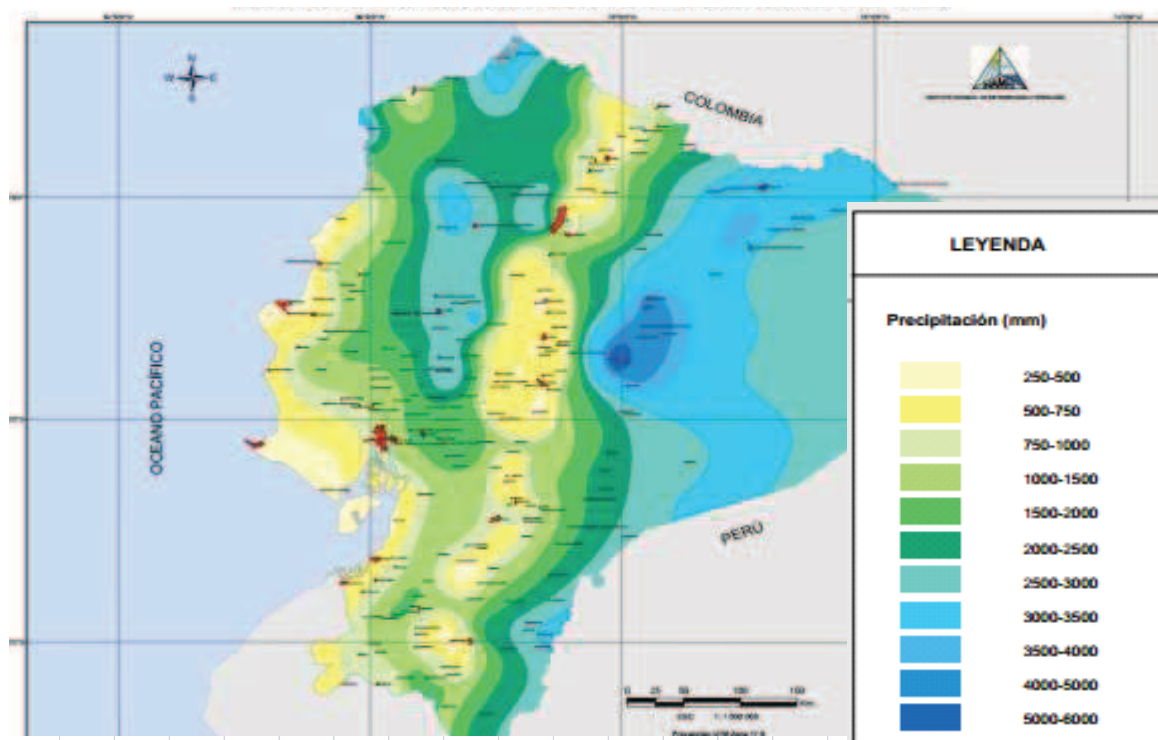
6.6.7 PRECIPITACIÓN

La precipitación anual media corresponde a 849.2 mm en Las Palmas y 883.8 mm en Tachina, en su lugar la precipitación anual media en la estación Teaone - Tabiazo es de 305.6 mm. Las máximas precipitaciones anuales alcanzan: 1893.4 mm en Las Palmas, 2268 mm en Tachina y 592.9 mm en Tabiazo.

El período lluvioso se presenta de manera uniforme en los años normales, entre fines de diciembre y mayo-junio, cuando ocurre aproximadamente el 80 % de la precipitación anual. Este fenómeno es perturbado en los años El Niño, como resultado de la modificación de los procesos marinos y climáticos, dando lugar al notable aumento de la precipitación estacional y anual. En estos años, la lluvia anual alcanza hasta 4 veces el valor anual de los años secos.

Las lluvias máximas – maximorum de 24 horas son semejantes en las tres zonas, y alcanzan 117.8 mm en Las Palmas, 115.9 mm en Tachina y 152.6 mm en Tabiazo, mientras que las lluvias medias son: 76.1 mm en las Palmas, 70.4 mm en Esmeraldas – Tachina y 22.6 mm en Tabiazo.

Figura 6.3: Mapa de precipitación media multianual serie 1965 - 1999



Fuente: INAMHI

6.6.8 HIDROLOGÍA

El sistema hidrológico de la Ciudad de Esmeraldas consta de los ríos Teaone y Esmeraldas y el océano Pacífico, que reciben los aportes de catorce microcuencas. Las micro-cuencas son pequeñas, con régimen local; los niveles y velocidades son bajas o nulas en verano, pero en invierno adquieren grandes proporciones. El sistema hidrológico Esmeraldas cubre la cuenca del río Esmeraldas que, en toda la provincia, alcanza una superficie de 4.718,25 kilómetros cuadrados y un desnivel aproximado de 2.000 metros.

6.7 OCUPACIÓN DEL SUELO

El uso actual del suelo, en general, está dedicado a uso urbano. En el caso de la zona de El Cementerio un 70% es de uso urbano. Sin embargo, por la propia naturaleza del área colinada, ésta debería estar dedicada a la conservación de la vegetación natural para la vida silvestre, como son bosques y pastos.

Las actividades que han contribuido a agravar los problemas ambientales son los siguientes:

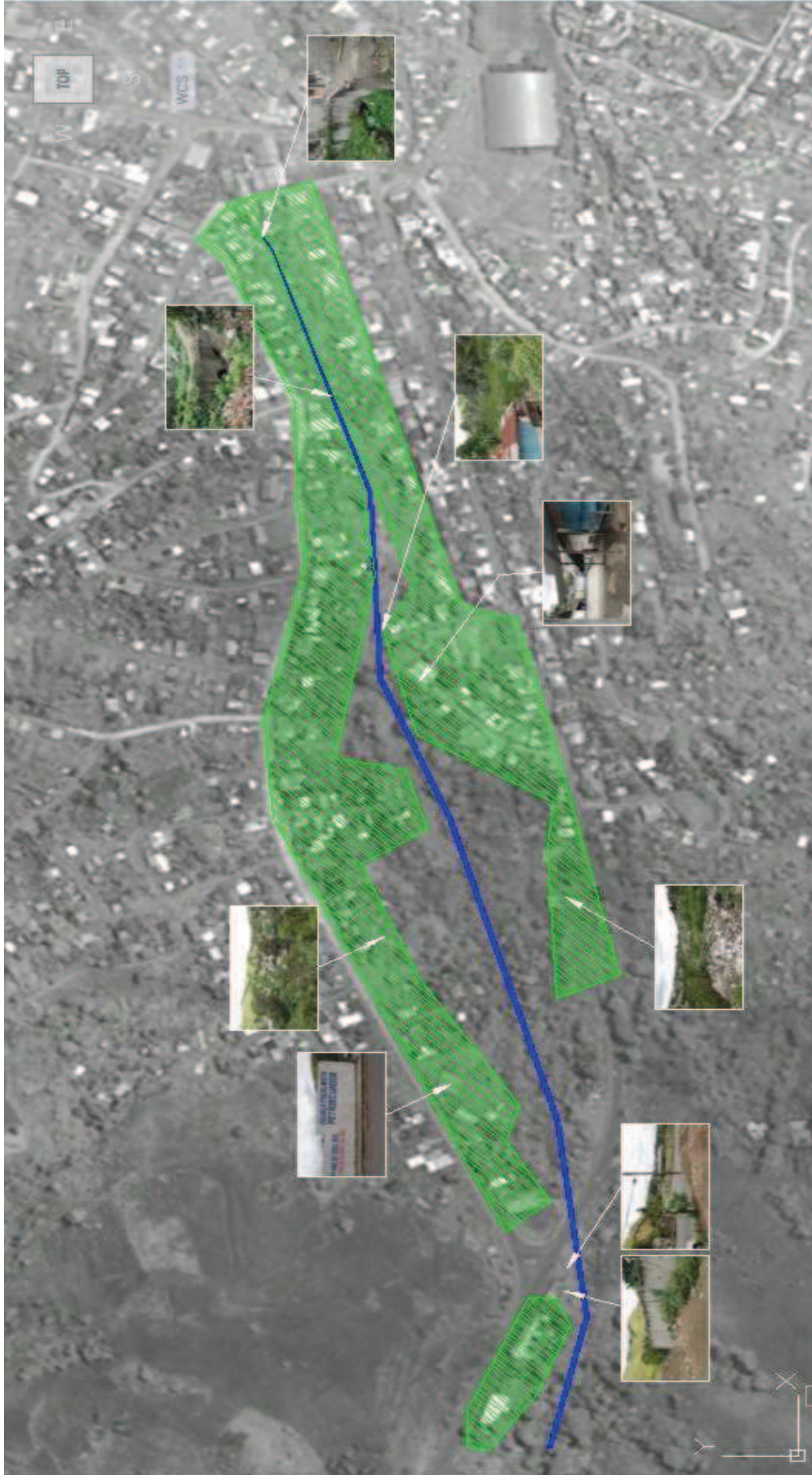
- a.- Desaparición del bosque natural y disminución de la protección que brinda la capa vegetal.
- b.- Construcción de vías, caminos y acceso sin cumplir especificaciones técnicas.
- c.- Deficiente manejo del agua, escombros y basura.
- d.- Expansión de los asentamientos humanos.

6.8 DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE PELIGRO

Las áreas de peligro han sido determinadas de acuerdo a las observaciones realizadas en el diagnóstico, y ubicadas un mapa geográfico de la ciudad. Se han tomado en cuenta factores como: escombros, infraestructuras ubicadas en las orillas o sobre el lecho mismo.

Las zonas de peligro se la representa en la Figura 6.4.

Figura 6.4: Áreas de peligro



Fuente: Google Earth
Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.9 DETERMINACIÓN DE LOS OBJETOS DE CONSERVACIÓN

Los objetos de conservación se refieren a las personas, casas, instituciones públicas y educativas que se encuentran en las áreas de peligro a conservar.

En la aplicación de este proyecto se determinó los siguientes objetos de conservación:

- Iglesia "San Martín de Porres".
- Jardín de Infantes "Esmeraldas Libre".
- Colegio "Esmeraldas Libre".
- Escuela "Petroecuador".
- Aproximadamente 4700 personas.
- Aproximadamente 1200 casas.

6.10 CLASIFICACIÓN DEL FLUJO DETRÍTICO

En este torrente, el flujo detrítico se clasifica como "Desprendimiento de escombros Propensas a Torrentes tipo I", debido a que existe más de 5 casas en sus márgenes y más de una institución educativa.

6.11 DETERMINACIÓN DE LAS PENDIENTES MEDIAS DE LOS CAUCES DE AGUA

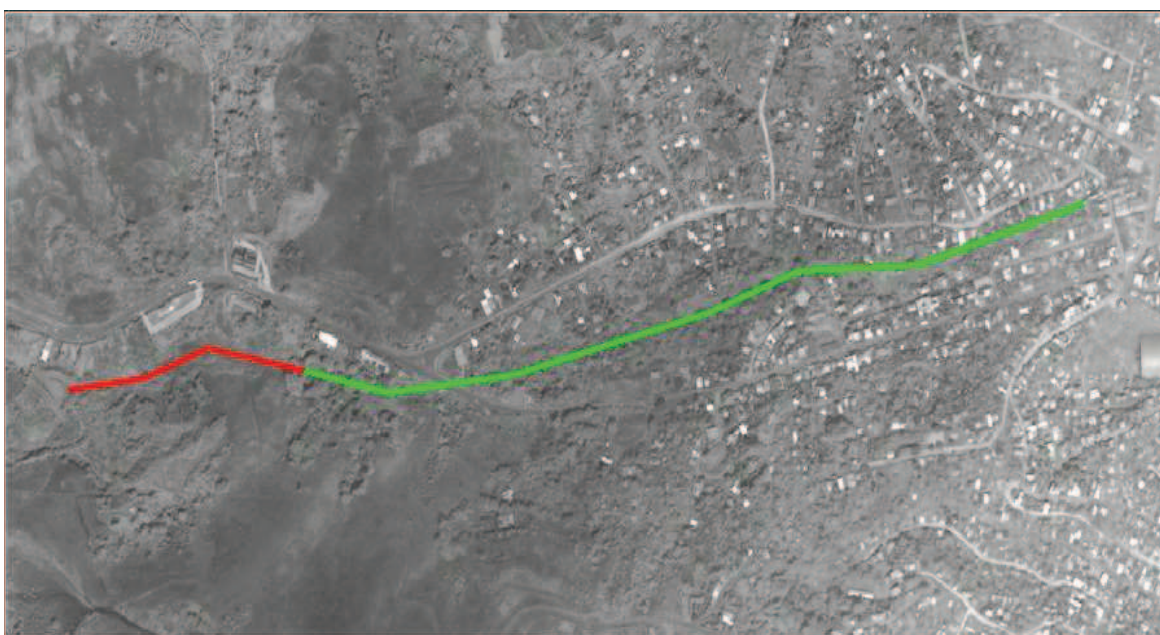
Para determinar las pendientes del lecho procedemos a subdividir en tramos, ya que su pendiente no es constante a lo largo del cauce. También, se determinará las pendientes de los ramales adyacentes.

En el cauce principal, las pendientes medias determinadas, varían entre el 21%, la máxima; y 2%, la mínima. En los cauces laterales al cauce principal sus pendientes medias son de 47%, la máxima; y 10%, la mínima.

6.12 CATEGORÍA DE OCURRENCIA

Para determinar la categoría de ocurrencia, se utilizó la Tabla 5.2 y se procedió a ubicar con el color correspondiente en el mapa (Figura 6.5):

Figura 6.5: Categoría de Ocurrencia



Fuente: Google Earth

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

La parte inicial tiene un rango de ocurrencia alto de flujos de escombros debido a que su pendiente es mayor del 20% y se lo ha representado con color rojo. A continuación, su pendiente está entre el 2% y 10%, dando un rango de ocurrencia de flujos de escombros con intervalos de sedimentación, por lo que se le ha representado con color verde.

6.13 DETERMINAR ÁREA DE LA CUENCA CONTRIBUYENTE

Se utilizó el plano del levantamiento topográfico para delimitar la línea de cumbre.

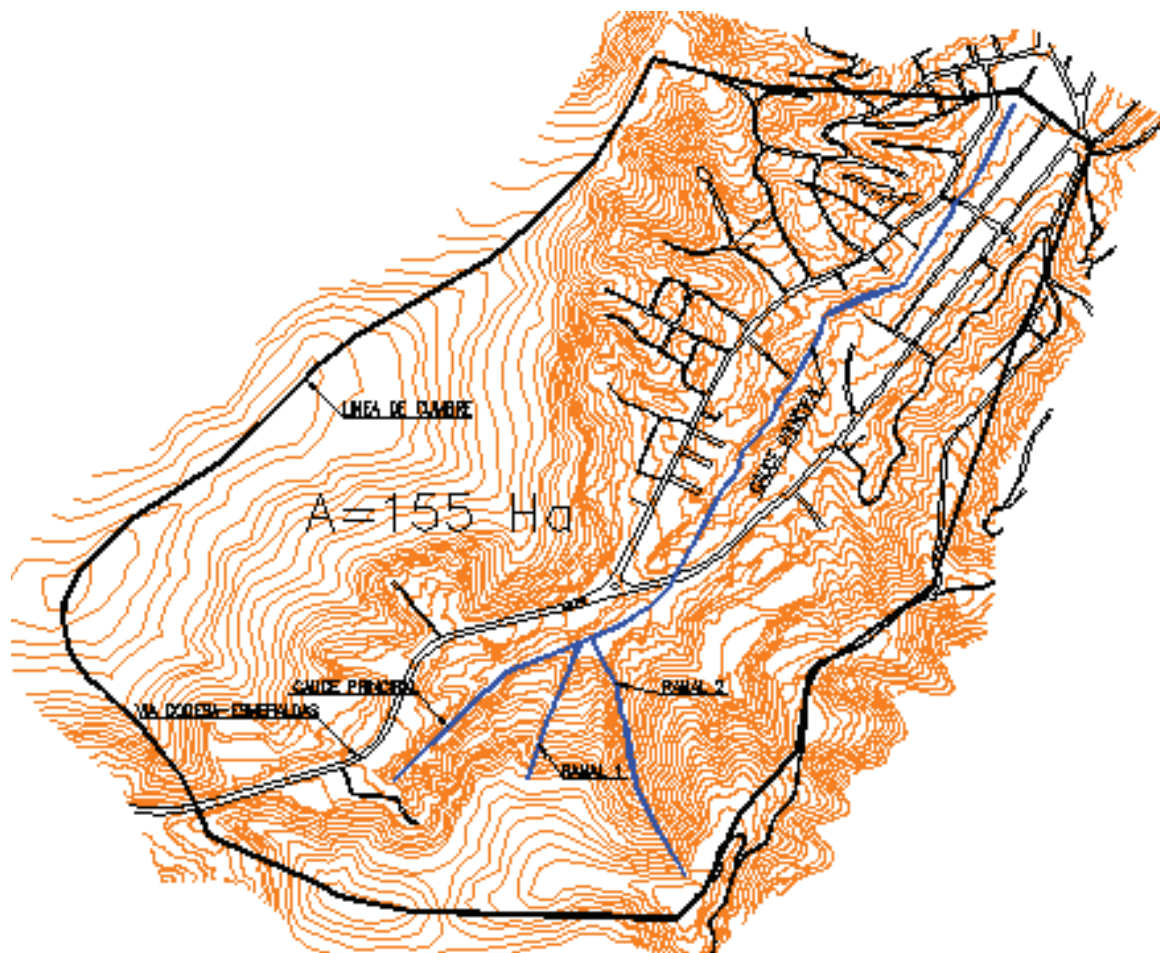
Con ayuda del software Civil CAD se determinó un área de 155 Hectáreas.

6.14 CONDICIONES DE LADERA

La cuenca receptora presenta una cobertura vegetal densa de paja y arbustos. Su suelo es de tipo arcilla. Siguiendo por la parte denominada garganta del torrente,

existen asentamientos poblacionales (casas, escuelas, etc.). Su suelo es de arcillas y limos no consolidados, además existen botaderos ilegales de escombros y basura.

Figura 6.6: Cuenca Contribuyente



Fuente: Consultpiedra Cía. Ltda.

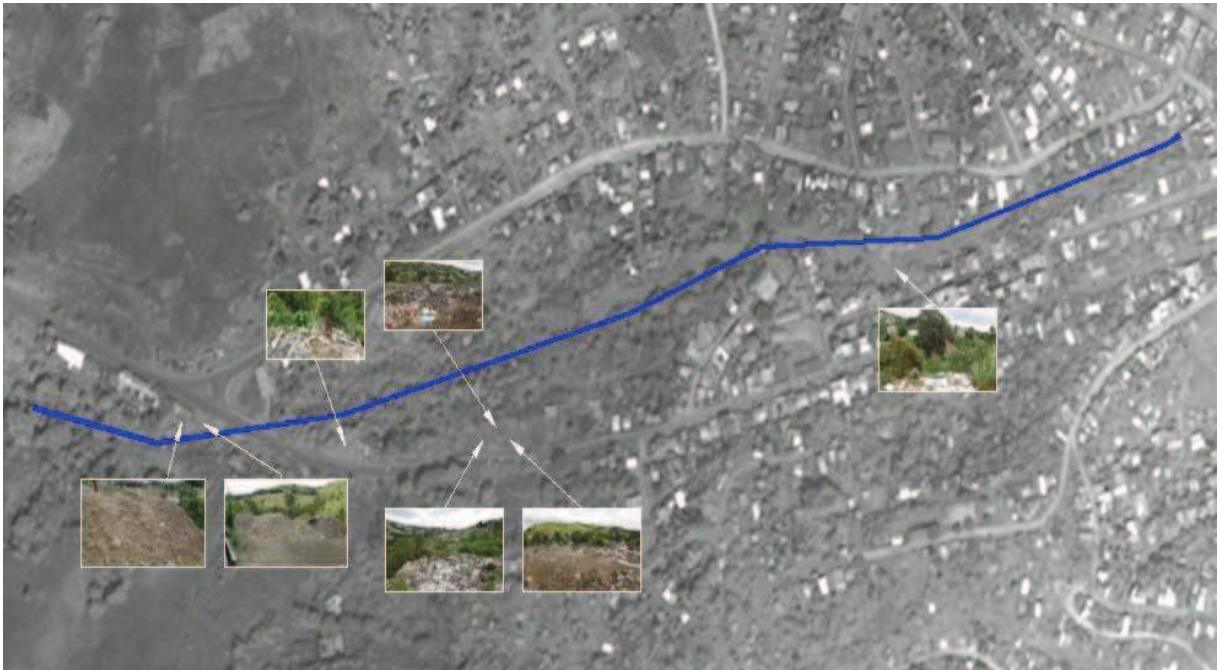
Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En este sector no existen vertientes de agua.

6.15 UBICACIÓN DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA Y ESCOMBROS EN LAS LADERAS

Por medio de un mapa, se ubicó los deslizamientos de tierra y los escombros que se encuentran en las laderas. En este caso de aplicación no se encontró deslizamientos de tierra pero si se determinó zonas con escombros en las laderas, la cual se encuentran señaladas en la Figura 6.7.

Figura 6.7: Ubicación de la presencia de escombros (ver anexo 5, formato A3)



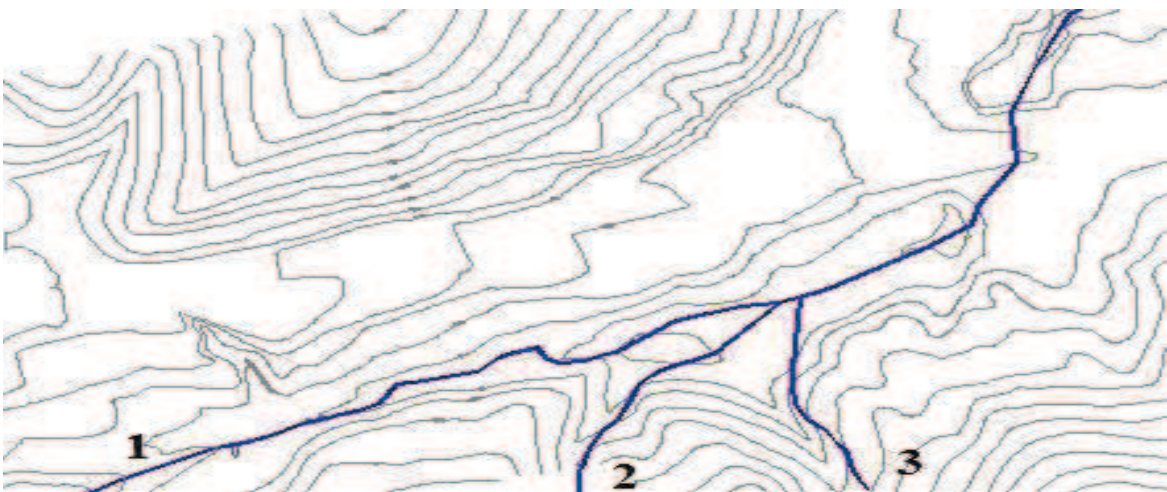
Fuente: Google Earth

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.16 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE FLUJO (Método de Conteo de Torrentes)

El número de flujo se determinó utilizando la Figura 5.6: y utilizando la Figura 6.8.

Figura 6.8: Conteo de Torrentes propensos a flujos detríticos



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

El número de flujo correspondiente a este torrente es el # 3.

6.17 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (KB)

Para el cálculo del coeficiente de torrencialidad se utilizó las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5. A continuación en la Tabla 6.1, se presentan los datos y resultados.

Tabla 6.1: Cálculo del coeficiente de Torrencialidade kb

COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD Kb			
DATOS	SIMBOLOGÍA	VALOR	UNIDAD
Área de la Cuenca	S=	1.55	Km ²
Perímetro de la Cuenca	P=	5.07	Km
Cota de la Parte alta de la Cuenca	Cta=	0.16	Kmsnm
Cota de la Parte baja de la Cuenca	Ctb=	0.06	Kmsnm
Altura media de la Cuenca	h=	0.10	Kmsnm
Coeficiente de permeabilidad del suelo	C=	0.90	
Coeficiente de erosionabilidad	E=	0.50	
Longitud del cauce principal	Lp=	1.65	Km
Longitud del ramal 1	Lr1=	0.14	Km
Longitud del ramal 2	Lr2=	0.11	Km
Área cubierta con vegetación forestal	Sf=	1.30	Km ²
Longitud total de los cauces	Lt=	1.93	Km
Densidad de Drenaje	Db=	1.00	
Coeficiente de Torrencialidad	Kb=	0.18	

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.18 CLASIFICACIÓN DE TORRENCIALIDAD

Debido al cálculo del coeficiente de torrencialidad ($K_b = 0.18$) y de acuerdo a la Tabla 2.3 se lo ha clasificado como: "*torrente con potencial erosivo bajo*".

6.19 SISTEMA RECOMENDADO DE CONTROL DE ACUERDO AL COEFICIENTE DE TORRENCIABILIDAD

Según la Tabla 5.3, se recomienda los siguientes tipos de obras:

- Dique de retención de sedimento grueso.
- Umbrales de fondo.

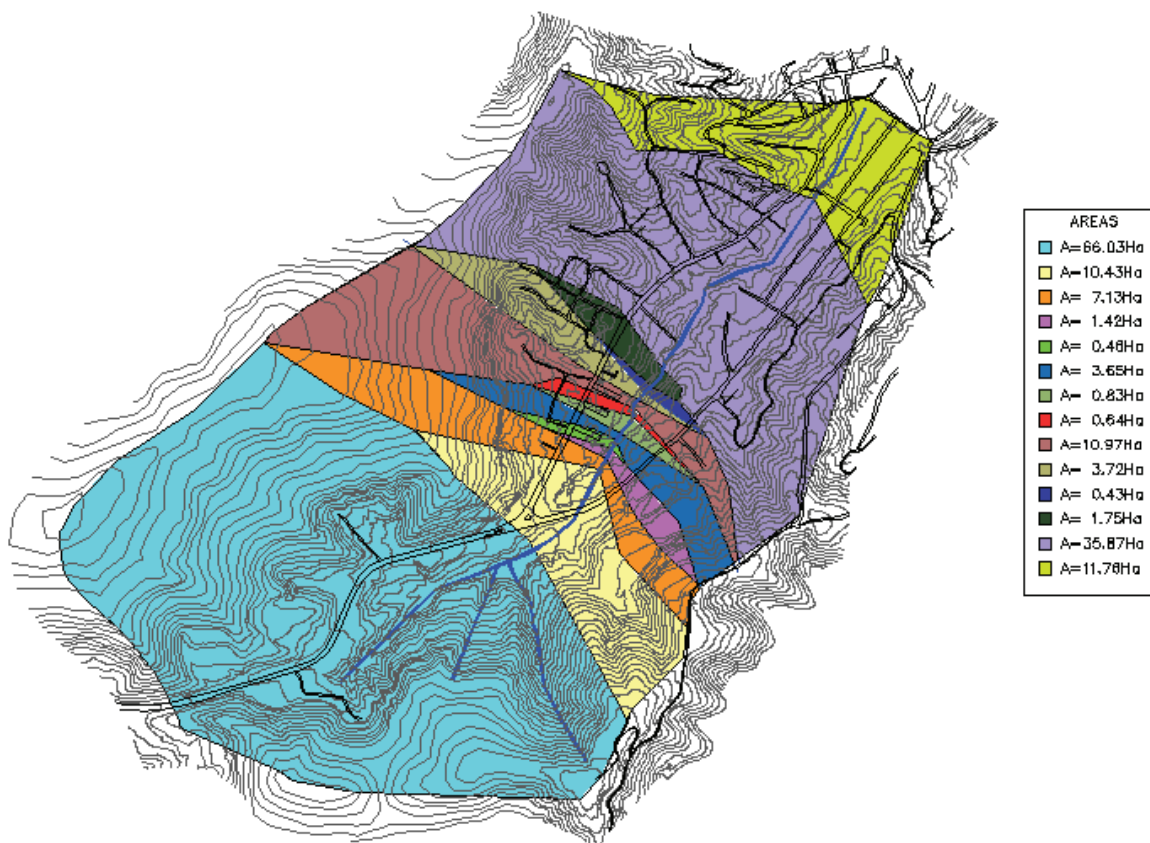
6.20 CÁLCULO DE CAUDALES

Para el cálculo de caudales se dividió en subcuencas tomando como referencia los sitios donde se encuentran las pendientes altas a ser controladas para evitar erosión del lecho. Se calculó la pendiente de estabilización mediante el Software FLOW MASTER considerando una sección tipo y tomando en cuenta la velocidad máxima no erosiva de la Tabla 5.6. Para el caso de estudio, corresponde a arcilloso limoso, por lo que su velocidad máxima no erosiva es de 0,61m/s.

Una vez establecidos los parámetros de cálculo se determinó que la pendiente de estabilización es de $I= 2\%$. De acuerdo a la pendiente de estabilización, se han ubicado 14 puntos (considerando la obra de toma existente) para la observación y posible colocación de obras de control.

La cuenca se ha dividido en subcuencas para determinar las áreas de aporte a los puntos y por ende los caudales (Figura 6.9).

Figura 6.9: División en Subcuencas (ver anexo 5, formato A3)



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En este caso se utilizó el método racional, $Q=CIA$, ya que las áreas de las subcuencas son menores a 100 hectáreas. Para las intensidades de lluvia se utilizó el método establecido por el INAMHI.

El método racional, asume una lluvia constante y uniforme que cae sobre la cuenca de estudio, produciendo un gasto de descarga máximo cuando todos los puntos de la cuenca están contribuyendo al mismo tiempo en el punto de diseño, cuya fórmula es la siguiente:

$$Q = \frac{C * I * A}{0.36} \quad (6.1)$$

Dónde:

Q: Caudal superficial directo máximo (l/s).

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad media de lluvia (mm/h).

A: Área contribuyente (Ha).

El tiempo de concentración es un parámetro que tiene una incidencia muy importante en la determinación de los caudales de diseño, por lo que este valor está en función de las características particulares de los distintos sectores urbanísticos y colinados del área del estudio.

$$tc = 3.989 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} + 10 \text{ min} \quad (6.2)$$

Dónde:

tc: Tiempo de concentración (min).

L: Longitud del cauce (m).

S: Pendiente media del cauce (m/m).

Aplicando la ecuación anteriormente mencionada se obtuvo un tiempo de concentración de $t_c = 27\text{min}$.

El coeficiente de escurrimiento está definido básicamente por el tipo de cobertura superficial del terreno y su declive natural. Para la selección de este parámetro se ha considerado la zonificación urbanística del área del proyecto, así como sus características topográficas.

En la Tabla 6.2 se muestra el coeficiente de escorrentía de acuerdo a su zonificación:

Tabla 6.2: Coeficientes de escorrentías

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía	
	Mínimo	Máximo
Zona comercial	0,70	0,95
Vecindarios, zonas de edificios, edificaciones densas	0,50	0,70
Zonas residenciales unifamiliares	0,30	0,50
Zonas residenciales multifamiliares espaciadas	0,40	0,60
Zonas residenciales multifamiliares densas	0,60	0,75
Zonas residenciales semiurbanas	0,25	0,40
Zonas industriales espaciadas	0,50	0,80
Zonas industriales densas	0,60	0,90
Parques	0,10	0,25
Zonas deportivas	0,20	0,35
Estaciones e infraestructuras viarias del ferrocarril	0,20	0,40
Zonas suburbanas	0,10	0,30
Calles asfaltadas	0,70	0,95
Calles hormigonadas	0,70	0,95
Calles adoquinadas	0,70	0,85
Aparcamientos	0,75	0,85
Techados	0,75	0,95
Praderas (suelos arenosos con pendientes inferiores al 2%)	0,05	0,10
Praderas (suelos arenosos con pendientes intermedias)	0,10	0,15
Praderas (suelos arenosos con pendientes superiores al 7%)	0,15	0,20
Praderas (suelos arcillosos con pendientes inferiores al 2%)	0,13	0,17
Praderas (suelos arcillosos con pendientes intermedias)	0,18	0,22
Praderas (suelos arcillosos con pendientes superiores al 7%)	0,25	0,35

Fuente: Ven Te Chow, Hidraulica de Canales

En el caso de nuestro estudio tenemos una área total de 155 Hectáreas, la cual es se dividida en subcuencas donde: la parte baja es Urbanístico con un Coefi-

ciente de escorrentía $C1= 0.75$, la parte alta es zona de praderas con suelos arcillosos con pendiente superiores al 7% teniendo un $C2= 0.35$.

La intensidad de la lluvia se determina con las curvas I-D-F o de aguaceros equivalentes en función del período de retorno, para lo cual se adopta las ecuaciones establecidas en el estudio de "Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia" desarrollada por el INAMHI en 1999. De acuerdo a la regionalización del INAMHI, la ciudad de Esmeraldas se localiza en la zona 4, por tanto las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

$$5 \text{ min} < 30 \text{ min} \quad I_{TR} = 19.305t^{-0.1332}Id_{TR} \quad (6.3)$$

$$30 \text{ min} < 1440 \text{ min} \quad I_{TR} = 115.40t^{-0.6546}Id_{TR} \quad (6.4)$$

En la Tabla 6.3, se muestra las intensidades de lluvia calculadas para los diferentes tiempos de retorno.

Tabla 6.3: Intensidades de lluvia para diferentes períodos de retorno en el sitio de aplicación

Tr	Idtr	I
años		mm/h
1.1	1.45	18
5	4.25	53
10	4.9	61
25	5.8	72
50	6.7	83
100	7	87

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En la Tabla 6.4 se muestran los caudales calculados para los diferentes tiempos de retorno.

Tabla 6.4: Caudales calculados para los diferentes tiempos de retorno

OBRA DE CONTROL	ABSCISA	ÁREA DE SUBCUENCA	C	CAUDALES ACUMULADOS (m ³ /s)				
				Tr= 5 Años	Tr= 10 Años	Tr= 25 Años	Tr= 50 Años	Tr= 100 Años
N°	m	Ha						
1	0+515.00	66.03	0.35	3.39	3.91	4.63	5.35	5.59
2	0+730.77	10.34	0.59	4.29	4.95	5.86	6.76	7.07
3	0+757.15	7.13	0.59	4.91	5.66	6.70	7.74	8.08
4	0+777.77	1.42	0.59	5.03	5.80	6.87	7.93	8.29
5	0+796.70	0.46	0.59	5.07	5.85	6.92	7.99	8.35
6	0+814.60	3.65	0.59	5.39	6.21	7.35	8.49	8.87
7	0+856.50	0.83	0.59	5.46	6.29	7.45	8.61	8.99
8	0+873.45	0.64	0.59	5.52	6.36	7.53	8.69	9.08
9	0+893.52	10.97	0.59	6.47	7.45	8.82	10.19	10.65
10	0+914.32	3.72	0.59	6.79	7.83	9.26	10.70	11.18
11	0+933.45	0.43	0.59	6.83	7.87	9.31	10.76	11.24
12	0+977.25	1.75	0.59	6.98	8.04	9.52	11.00	11.49
13	0+1460.20	35.87	0.59	10.09	11.63	13.76	15.90	16.61
OBRA DE TOMA	0+1658.00	11.76	0.59	11.10	12.80	15.15	17.51	18.29

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.21 CAUDAL MÁXIMO DEL FLUJO DETRÍTICO Q_d .

Para el cálculo del caudal máximo del flujo detrítico a producirse en el torrente se calcula utilizando las ecuaciones 2.24 y 2.25 del capítulo 2 mostradas a continuación:

$$Q_d = Q_o * P = Q_o \frac{c^*}{c^* - c_d} \quad (2.25)$$

Dónde:

Q_d : caudal máximo del flujo detrítico (m³/s).

Q_o : caudal máximo líquido (m³/s).

P : coeficiente de ampliación (adimensional).

c_d : concentración volumétrica de sólidos (%).

C^* : la concentración máxima de los sólidos (o concentración de empacamiento) (%).

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

$$C_d = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} * \frac{\tan \alpha}{(\tan \phi - \tan \alpha)} \quad (2.26)$$

Dónde:

C_d : concentración de equilibrio del flujo, la cual alcanza en condiciones estacionarias.

ρ : densidad del agua (kg/m^3).

ρ_s : densidad de sólidos (kg/m^3).

α : ángulo de inclinación del lecho ($^\circ$).

ϕ : ángulo de fricción interna del material depositado (entre 30° y 40°).

Aplicando las ecuaciones anteriormente mencionadas y considerando los datos bases para el cálculo adoptamos los siguientes parámetros:

$$\rho = 1.0 \text{ ton/m}^3;$$

$$\rho_s = 1.5 \text{ ton/m}^3;$$

$$\alpha = 3.66^\circ;$$

$$\phi = 30^\circ;$$

$$C^* = 0.65;$$

$$C_d = 0.25;$$

Dando como resultado la siguiente expresión:

$$Q_d = 1.60 * Q_o$$

En la Tabla 6.5 se muestran los caudales detríticos:

Tabla 6.5: Caudales Detríticos para diferentes períodos de retorno

OBRA DE CONTROL	ABSCISA	CAUDALES DETRÍTICOS ACUMULADOS (m ³ /s)				
		Tr= 5 Años	Tr= 10 Años	Tr= 25 Años	Tr= 50 Años	Tr= 100 Años
N°	m					
1	0+515.00	5.43	6.26	7.41	8.56	8.95
2	0+730.77	6.86	7.91	9.37	10.82	11.31
3	0+757.15	7.85	9.05	10.72	12.38	12.94
4	0+777.77	8.05	9.28	10.99	12.69	13.26
5	0+796.70	8.11	9.36	11.07	12.79	13.36
6	0+814.60	8.62	9.94	11.76	13.59	14.20
7	0+856.50	8.74	10.07	11.92	13.77	14.39
8	0+873.45	8.82	10.17	12.04	13.91	14.53
9	0+893.52	10.35	11.93	14.12	16.31	17.04
10	0+914.32	10.86	12.52	14.82	17.12	17.89
11	0+933.45	10.92	12.59	14.90	17.22	17.99
12	0+977.25	11.16	12.87	15.23	17.60	18.39
13	0+1460.20	16.14	18.60	22.02	25.44	26.58
OBRA DE TOMA	0+1658.00	17.77	20.48	24.25	28.01	29.26

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.22 VELOCIDAD DEL FLUJO DETRÍTICO U SIN OBRAS DE CONTROL

El cálculo de las velocidades se las determinó mediante el paquete computacional HEC-RAS. Se ha extraído perfiles transversales, mediante AutoCAD, de la topografía del sector cada 20 metros a los largo del cauce.

Se ha tomado el valor de coeficiente de Manning de 0.085 para canales irregulares (ver Anexo 1).

Los resultados se muestran a continuación en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6: Velocidades máximas, medias y mínimas sin obras de control

PERÍODO DE RETORNO TR	VELOCIDADES		
	MÁXIMA	MEDIA	MÍNIMA
AÑOS	m/s	m/s	m/s
5	2.52	1.14	0.17
10	2.59	1.19	0.18
25	2.68	1.26	0.20
50	2.76	1.32	0.21
100	2.78	1.34	0.21

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Cabe indicar que las velocidades máximas se dan en la zona alta de la cuenca debido a sus altas pendientes.

6.23 CRITERIOS ESPECÍFICOS PARA EL CONTROL DE LOS CAUDALES

6.23.1 CRITERIOS GENERALES

Los análisis cualitativos y cuantitativos realizados, definen que es necesario el control de los caudales de las microcuencas de la zona colinada, por las siguientes razones:

- La cuenca de drenaje de cabecera en el Cementerio, tiene en general las siguientes características: extensión considerable, altas pendientes; suelo preponderantemente arcilloso limoso, cubierta vegetal variando de buena a regular estos factores junto con las lluvias intensas, generan importantes tasas de escurrimiento directo.
- Las crecidas formadas en la cuenca alta, junto con los aportes de la cuenca intermedias, generan una mayor concentración de caudales, que es el factor principal que produce el desprendimiento y el arrastre del suelo hacia las áreas urbanas.
- Existen tramos de cauce, que presentan problemas intensos de socavación en el propio cauce. Para disminuir el efecto erosivo de las corrientes, los diques transversales laminadores de flujo indicados anteriormente efec-

tuarán además la regulación de la pendiente longitudinal de las quebradas (para controlar velocidades máximas).

- La capacidad de conducción del cauce se ha reducido en muchos tramos como resultado de los asentamientos humanos y la construcción de rellenos, terraplenes viales y otras obras de ingeniería improvisadas.

Para mitigar estos problemas, se recomienda la construcción de un dique de laminación de crecidas en la cuenca de la quebrada El Cementerio.

Para controlar el arrastre de materiales, se prevé diques de retención de escombros, con menor capacidad de laminación, cuya función principal es retener basuras, escombros y suelos, impidiendo de esta forma que estos materiales obstruyan los sumideros y los colectores, garantizando el continuo funcionamiento de la red de alcantarillado.

Se considera oportuno comentar el hecho que los pequeños embalses que generarán los diques de laminación de caudales y estabilización de cauces son temporales (pocas horas de presencia de agua) y por tanto no generarán la saturación profunda de los suelos de las laderas adyacentes ubicadas aguas arriba. Adicionalmente, es importante indicar que los niveles de embalse, no alcanzan a ciertas áreas que desde el punto de vista geológico corresponden a deslizamientos recientes y potenciales; es decir, su implementación no incrementará el riesgo de que se reactiven tales deslizamientos

6.24 ANÁLISIS DE POSIBLES OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES

Para el control del escurrimiento de la cuenca alta se propone un sistema de obras, que se describen a continuación.

- Obras retenedoras de sedimentos gruesos en la parte alta de la cuenca
- Obra de laminación (redistribución en el tiempo) del caudal: permiten retener parte del volumen de escurrimiento superficial directo, reduciendo su pico y redistribuyendo (retardando) el caudal en el tiempo.

- Obras de control de la erosión y degradación del cauce y de sus márgenes.

Las obras descritas, tienen el objetivo de reducir la frecuencia de inundaciones y desbordamientos a eventos con más de 5 años de período de retorno.

Los reservorios de laminación del escurrimiento serán utilizados de acuerdo a los siguientes objetivos:

- Laminación de los caudales máximos: este es el caso típico de control de los efectos de la urbanización sobre áreas urbanas o rurales. El reservorio es utilizado para amortiguar el caudal pico, reduciendo la sección hidráulica de la red de drenaje aguas abajo.
- Retención de la carga de sedimentos de las quebradas, y detener la vegetación, basuras y escombros, que pueden, aguas abajo, introducirse en el sistema de colectores urbanos.

6.25 OBRAS PROPUESTAS EN EL CAUCE DE LA QUEBRADA EL CEMENTERIO

6.25.1 OBRAS RETENEDORAS DE SEDIMENTO GRUESO

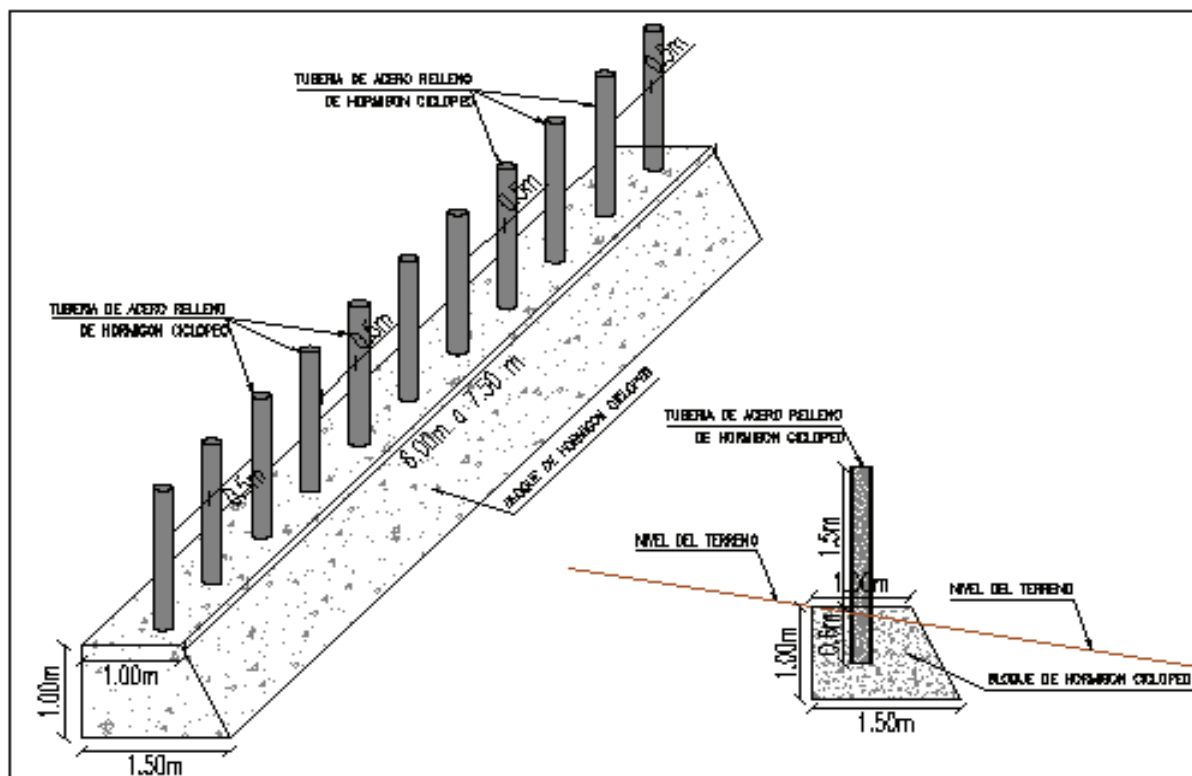
Con el fin de evitar el paso del sedimento grueso y protección de obras aguas abajo, se propone colocar 3 diques abiertos que permitan el paso del flujo, estas obras son de tipo slit dams, es decir tipo peine, conformadas por tuberías de acero de 200mm de diámetro y 2.10m de alto, rellenas con hormigón ciclópeo. Estas estarían ancladas a una profundidad de 0.60m en una base de hormigón ciclópeo de sección trapezoidal de 1.50m de base, 1m de alto y un metro de cresta. La estructura sería cimentada a un metro de profundidad del nivel del suelo como se muestra en la Figura 6.10.

Estas obras se distribuirán de la siguiente forma:

- Un dique en la parte alta de la cuenca antes de la colocación del dique de laminación en la cota 90 msnm teniendo un ancho de 7.50m.

- Un dique por cada ramal que se encuentra en las márgenes del cauce la cota 90 msnm teniendo un ancho de 6.00m.

Figura 6.10: Esquema de dique retenedor de sedimento grueso



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.25.2 DIQUE LAMINADOR

Se propone colocar un dique de regulación en el tramo alto de la cuenca, y también la posibilidad de aprovechar la capacidad laminadora de los vasos formados por los cruces viales y el propio cauce para lograr mejorar la capacidad de conducción del sistema. Estos pequeños cierres pueden permitir también reducir la capacidad erosiva del escurrimiento.

Si bien la cuenca alta de aportación presenta cubierta vegetal permanente que redunde en mejores condiciones de retención de la humedad en la propia cuenca, no obstante hay sectores en donde la vegetación es pobre o inexistente, y genera aportaciones de escurrimiento superficial. Adicionalmente, en el tramo alto de la cuenca, junto a la carretera se aprecia que el terreno ha sido reconfigurado, y existen ciertos pequeños deslizamientos, cuyo material puede llegar al área urba-

na por acción del escurrimiento. Este material desprendido puede ser retenido en las estructuras propuestas.

La altura del dique (volúmenes de embalse) serán diseñados para períodos de retorno de 5 años con esto se asegura una más frecuente laminación de caudales y comprobado para períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años.

El dique se ubicara a la altura de la intercesión de las Avenidas Carlos Concha y Río Sucio en la cota 83msnm.

Para las pendientes de los taludes del dique se adoptó las sugerencias del libro “Presas de Tierra” de Jaime Suarez Díaz de acuerdo a su altura por lo que corresponde a las siguientes pendientes:

Aguas arriba: 2H : 1V

Aguas Abajo: 1.5H : 1V

Sabiendo que el Volumen (v) es igual Caudal (Q) por tiempo (t) procedemos a calcular el volumen necesario a embalsar. Ee consideró que el caudal total se va a embalsar y determinamos la cota de embalse para los diferentes tiempos de retorno considerando un tiempo de 30 minutos. Los resultados se presentan en la Tabla 6.7.

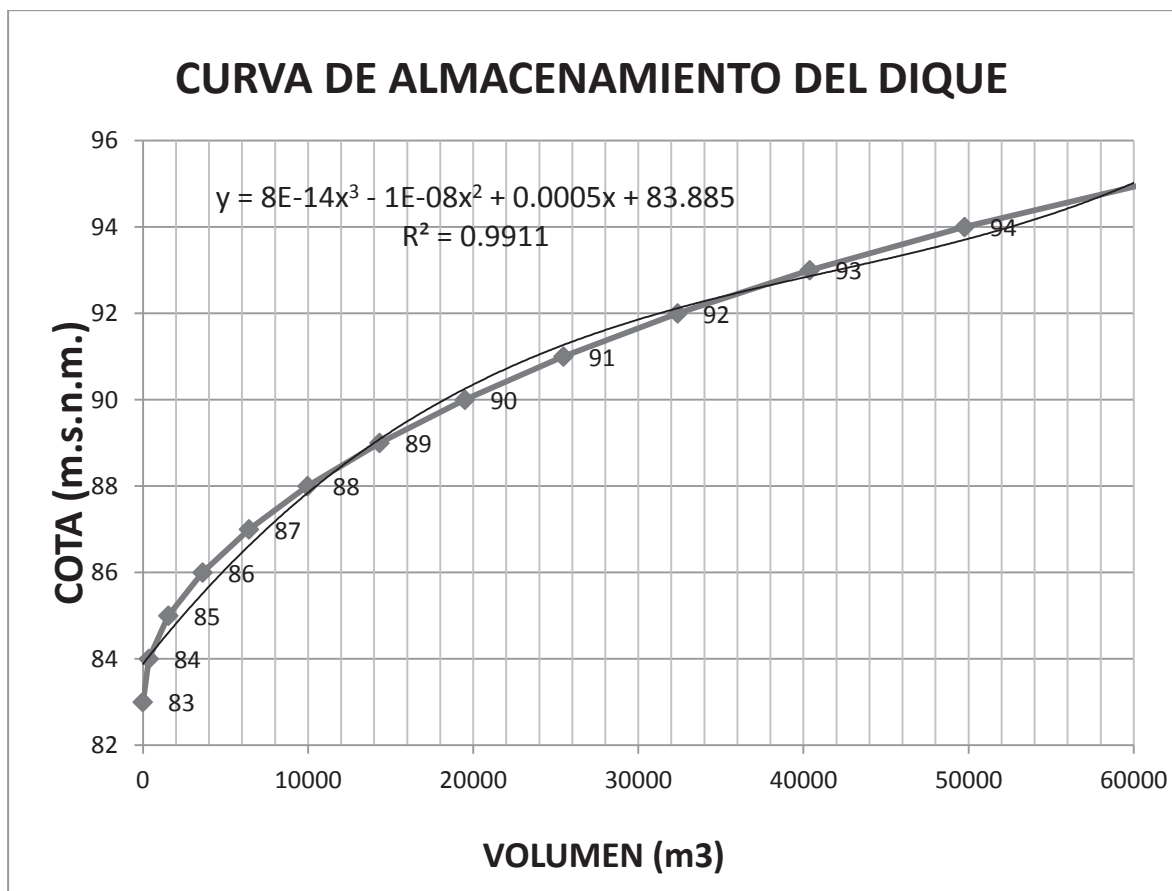
Tabla 6.7: Volumen necesario y cota del embalse

Tr (años)	Q (m3/s)	Volumen (m3)	Cota (msnm)
5	5.43	9776.25	87.89
10	6.26	11271.44	88.36
25	7.41	13341.70	88.97
50	8.56	15411.97	89.51
100	8.95	16102.06	89.68

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Para determinar la altura del dique y la cota de embalse, se utilizó la curva de almacenamiento del cierre propuesto, el que se muestra en la Figura 6.11.

Figura 6.11: Curva de Almacenamiento para el cierre propuesto



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Dado que el embalse es temporal se debe evacuar el agua retenida, por lo que se plantea la colocación de una torre de captación con ventanas de sección rectangular de 0.8m x 0.80m, en las mismas se colocara varillas de acero de refuerzo de 12mm dejando espaciamentos de 40mm, formando una rejilla que impida la entrada de sólidos.

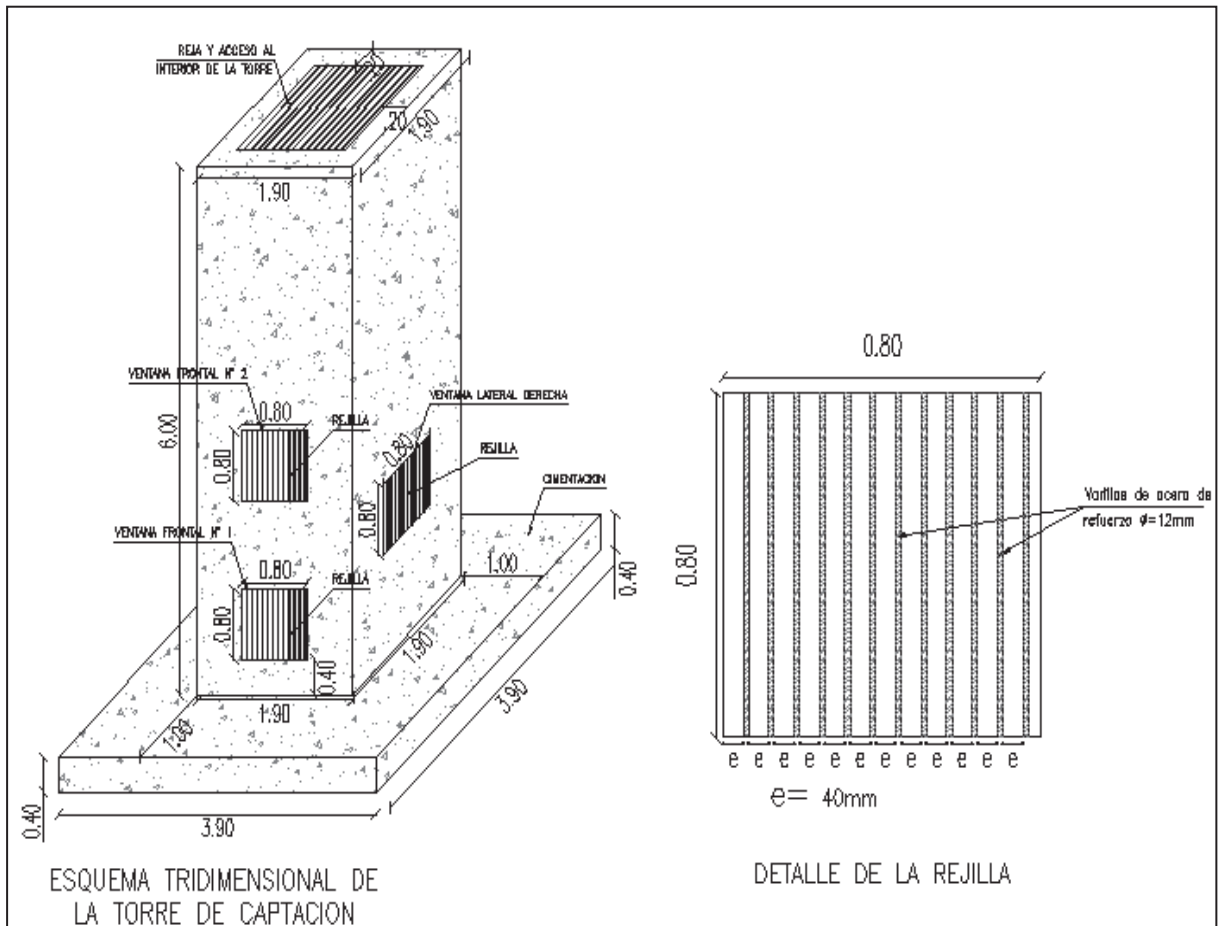
Estas ventanas serán colocadas de la siguiente manera:

- Se propone colocar dos ventanas en la cara frontal con el sentido de flujo. La primera se ubicará en la parte inferior a nivel del suelo del canal de entrada, dejando un salto de 40cm a la base de la torre, la segunda se colocara a 80cm a partir de la parte superior de la primera ventana.
- Así mismo en caso de colmatación u obstrucción total de la primera ventana se propone colocar una ventana en cada una de las caras laterales con

la finalidad de evitar embalsamientos a largo tiempo, las mismas se colocaran a la altura de la parte superior de la primera ventana.

En la Figura 6.12 se muestra detalles de la torre de captación a ser implementada

Figura 6.12: Detalles de la torre de captación a ser implementada

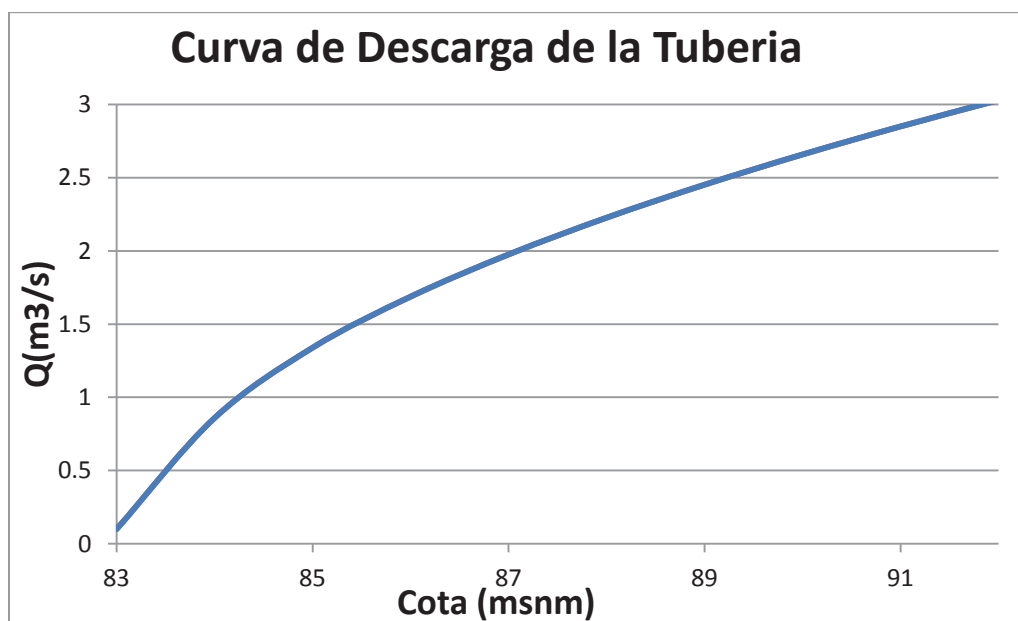


Nota: Las acotaciones están dadas en metros.

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

A continuación de la torre de captación se plantea colocar una tubería de acero corrugado, debido a las altas velocidades que se producirán debido a la carga de agua del embalse, con un diámetro de 600mm con una longitud de 29 metros, la cual llega a una estructura de descarga con muros de ala y con un enrocado en la parte inferior para evitar socavación.

En la Figura 6.13, se muestra la curva de descarga de la tubería de D=600mm

Figura 6.13: Curva de descarga de la tubería D=600mm

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Por lo tanto, la obra de control sería la tubería, que de acuerdo a la carga de agua dependerá el caudal a salir por la misma por lo que se procedió de modo iterativo a calcular la altura máxima con los caudales para los diferentes períodos de retorno de acuerdo a la capacidad de la tubería, en este caso, a la quinta iteración nos dio las alturas máximas y los caudales a ser desalojados por medio de la tubería, los cuales se muestran en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8: Alturas máximas y los caudales a ser desalojados por medio de la tubería

Sin Iterar				5ta Iteración			
Tr (años)	Q (m ³ /s)	Volumen (m ³)	Cota (msnm)	Caudal Tubería (m ³ /s)	Caudal a Embalsar (m ³ /s)	Volumen a embalsar (m ³)	Cota de embalse (msnm)
5	5.43	9776.25	87.89	1.89	3.54	6373.66	86.69
10	6.26	11271.44	88.36	2.02	4.24	7640.45	87.16
25	7.41	13341.70	88.97	2.17	5.24	9429.81	87.78
50	8.56	15411.97	89.51	2.31	6.25	11253.88	88.36
100	8.95	16102.06	89.68	2.35	6.59	11868.67	88.54

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En la Tabla 6.9, se muestra las velocidades de salida por la tubería.

Tabla 6.9: Velocidades de salida por la tubería

Tr	Cota de Embalse	Velocidad en la Tubería
años	msnm	m/s
5	86.69	8.15
10	87.16	8.70
25	87.78	9.37
50	88.36	9.96
100	88.54	10.14

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Sin embargo, como en todo dique de embalse se debe calcular el Borde Libre, se utilizó la siguiente expresión:

$$BL = \frac{4}{3} F_s h_o \quad \mathbf{6.6}$$

Dónde:

BL: Borde libre (m).

Fs: Factor de seguridad, puede tomarse igual a 1.5.

ho: altura de la ola (m).

La altura de la ola se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$h_o = 0,0323\sqrt{v * F} + 0.76 - 0,272\sqrt[4]{F} \quad \mathbf{6.7}$$

Dónde:

ho: altura de la ola (m).

v: velocidad del tiempo (m/s).

F: fetch, espejo de agua (Km).

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y la velocidad del viento igual a 9.10 m/s descrita anteriormente, se calculó la altura de la cresta del dique para los diferentes períodos de retorno los valores se muestran en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10: Cálculo de la cota de la cresta del dique laminador

Tr (años)	Cota de embalse (msnm)	F (km)	ho (m)	BL (m)	Cota de la cresta (msnm)
5	86.69	0.06	0.65	1.30	87.99
10	87.16	0.06	0.65	1.30	88.46
25	87.78	0.06	0.65	1.30	89.08
50	88.36	0.09	0.64	1.28	89.64
100	88.54	0.10	0.64	1.28	89.82

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Para satisfacer caudales para un período de retorno de 100 años y evitar el desbordamiento por la cresta del dique se toma la cota 89 msnm como altura de la cresta del dique

En resumen, se trata de un dique a ubicarse en la cota aproximada de 83 msnm, 6.0 m de altura aproximada, cresta de 4m dejando un borde libre de 1.30m, ancho total de 47.30m de cierre y cimentarse 1 m por debajo del cauce.

El vaso del reservorio permite almacenar aproximadamente 19500 m³ de agua, capacidad que se utilizará para laminar las crecidas de forma total hasta 100 años de período de retorno. Los caudales de operación respectivos son los que se muestran en la Tabla 6.11.

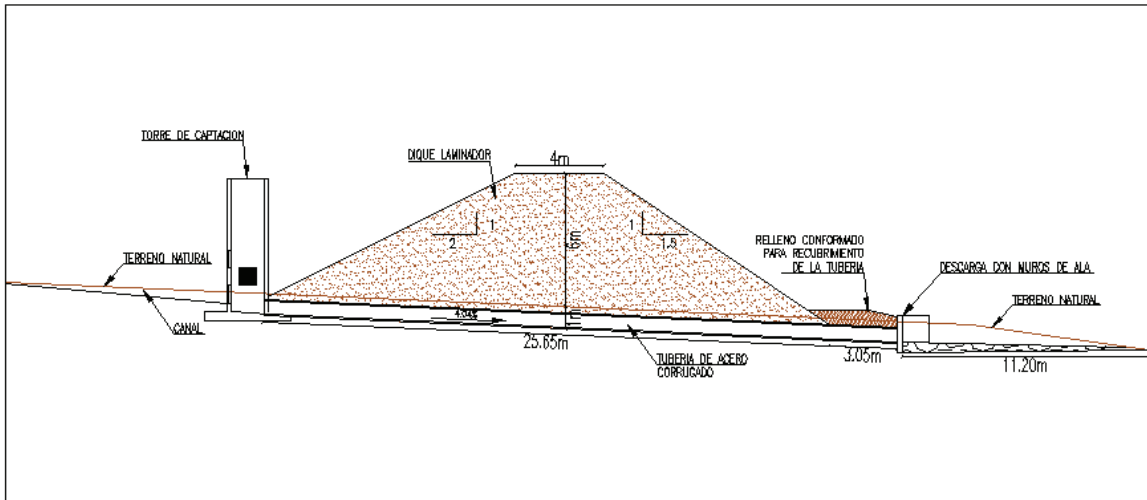
Tabla 6.11: Caudales pico de operación del dique laminador

Tr (años)	Caudal de entrada (m ³ /s)	Caudal de salida (m ³ /s)
5	5.43	1.89
10	6.26	2.02
25	7.41	2.17
50	8.56	2.31
100	8.95	2.35

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

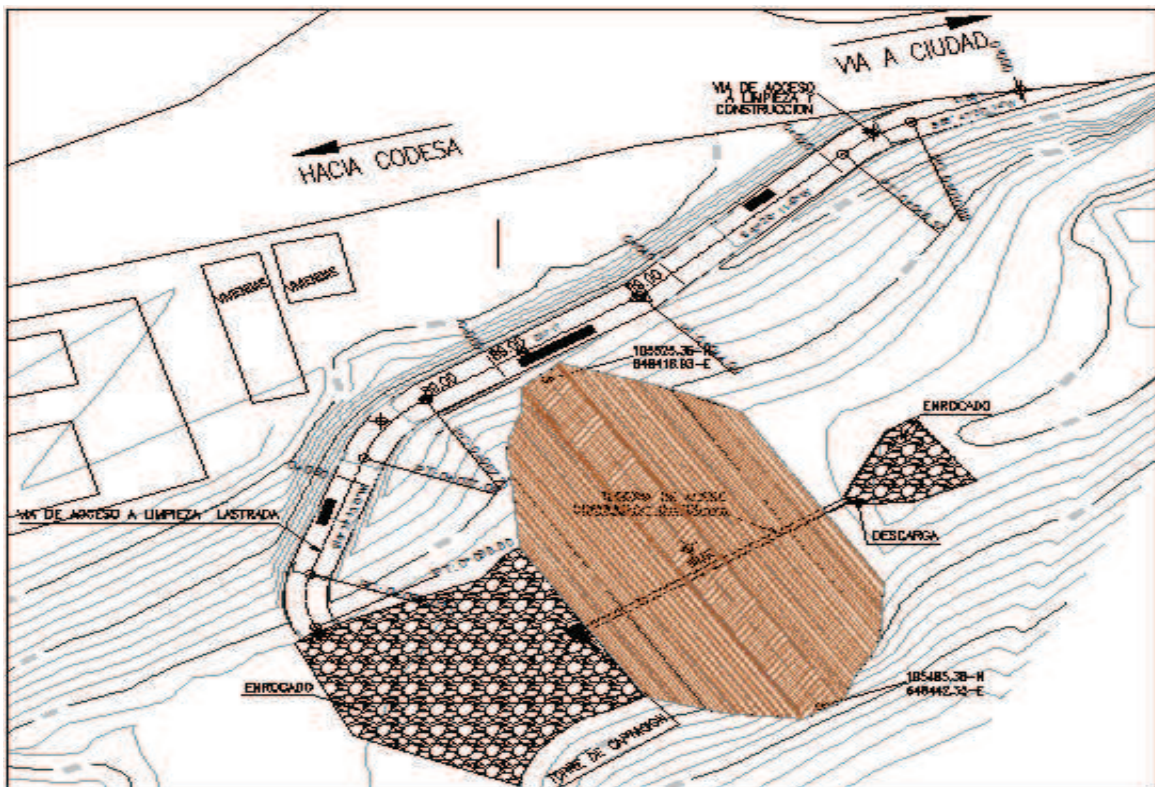
En las Figura 6.14 y 6.15 se muestran tanto en corte transversal y planta, la implantación del dique laminador.

Figura 6.14: Corte transversal del dique laminador



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

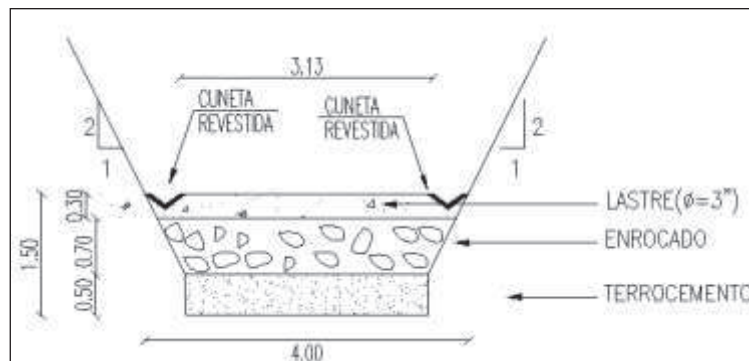
Figura 6.15: Implantación del dique laminador



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Para fines de construcción y mantenimiento es necesario el trazado de la vía de acceso como se muestra en la Figura 6.15, la misma que es lastrada. La sección típica se muestra en la Figura 6.16.

Figura 6.16: Sección típica de la vía de acceso para construcción y limpieza al dique laminador



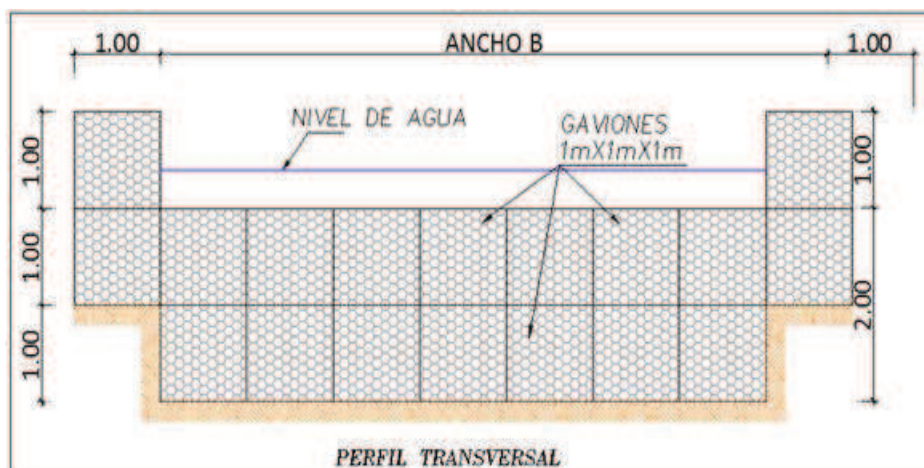
Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.25.3 OBRAS DE CONTROL DE LA EROSIÓN Y DEGRADACIÓN DEL CAUCE

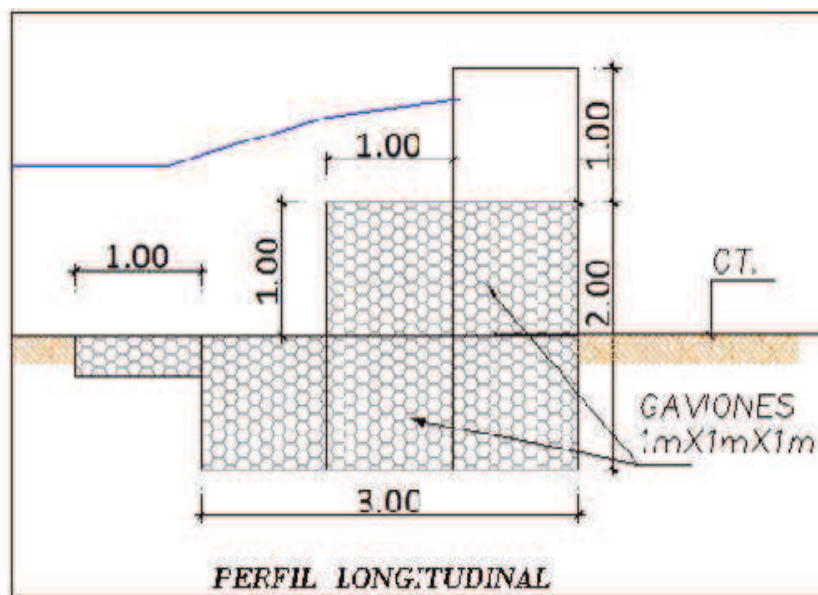
En la quebrada se observa una gran erosión del propio cauce. El análisis conjunto del perfil y la capacidad hidráulica del cauce, este último se evaluó con el Paquete Informático HEC-RAS, muestra los tramos con velocidades altas que ocasionan la socavación del lecho.

Para prevenir la socavación del lecho del cauce, se adoptaron estructuras de control de la erosión. Los muros de gaviones están configurados con un ancho variable para sección donde sea necesario colocarlas. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observa el esquema general, transversal y longitudinal, de los muros de gaviones con ancho variable.

Figura 6.17: Esquema de obras de control de la erosión y degradación del cauce



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Figura 6.17: (Continuación)

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

El análisis hidráulico realizado ha permitido identificar 12 sitios posibles para cimentar estas estructuras de gaviones de ancho variable. En la Tabla 6.12 se muestra la ubicación de acuerdo al abcisado y cota de nivel, cabe indicar que el abcisado tiene su inicio en la parte alta del cauce. Sin embargo, se puede incrementar el número de obras de control de la erosión y degradación del cauce, de acuerdo al cálculo de las pendientes de estabilización.

Tabla 6.12: Ubicación de obras de control de la erosión y degradación del cauce

Obra de control	Abscisa	Cota	Ancho del Cauce
N°	m	msnm	m
1	0+730.77	73.00	15.00
2	0+757.15	72.50	20.00
3	0+777.77	71.50	16.00
4	0+796.70	70.00	16.00
5	0+814.60	68.50	16.00
6	0+856.50	66.00	12.00
7	0+873.45	65.00	22.50
8	0+893.52	62.50	26.00
9	0+914.32	60.00	17.50
10	0+933.45	58.50	39.50
11	0+977.25	56.50	67.50
12	1+460.20	46.00	13.15

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Una vez establecidas las obras de control se procede a realizar un análisis comparativo de los parámetros hidráulicos en los puntos de observación, con la ayuda del paquete computacional FLOW-MASTER en la opción cálculo de caudal en una sección natural con rugosidad constante.

Con la ayuda del software Civil CAD, se obtuvo los datos de la sección del cauce, teniendo como datos las pendientes del cauce (I), el caudal en ese punto (Q), y el coeficiente de rugosidad (n). El paquete computacional FLOW-MASTER nos da los caudales y velocidades de la sección propuesta. Se dan valores arbitrarios de calado y se redefine la sección del cauce hasta encontrar el caudal dado para ese punto. Tabulamos los resultados obtenidos en Tabla 6.13.

Tabla 6.13: Parámetros Hidráulicos de los puntos de observación sin obras de control de torrentes

PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE LOS PUNTOS DE OBSERVACIÓN SIN OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES								
Obra	abscisa	Pendiente del cauce	Coefficiente de Rugosidad	Caudal	Radio Hidráulico	Velocidad	Froude	Flujo
Nº	m	m/m	n	m ³ /s	m	m/s	F	
1	0+730.77	0.1135	0.085	6.86	0.22	1.44	0.98	Subcrítico
2	0+757.15	0.1000	0.085	7.85	0.20	1.28	0.90	Subcrítico
3	0+777.77	0.0515	0.085	8.05	0.26	1.09	0.68	Subcrítico
4	0+796.70	0.0785	0.085	8.11	0.21	1.18	0.81	Subcrítico
5	0+814.60	0.0885	0.085	8.62	0.22	1.26	0.86	Subcrítico
6	0+856.50	0.0820	0.085	8.74	0.22	1.24	0.84	Subcrítico
7	0+873.45	0.0990	0.085	8.82	0.29	1.62	0.95	Subcrítico
8	0+893.52	0.1170	0.085	10.35	0.33	1.93	1.06	Subcrítico
9	0+914.32	0.0795	0.085	10.86	0.27	1.37	0.85	Subcrítico
10	0+933.45	0.0990	0.085	10.92	0.16	1.10	0.87	Subcrítico
11	0+977.25	0.0380	0.085	11.16	0.38	1.20	0.62	Subcrítico
12	1+460.20	0.0250	0.085	16.14	0.70	1.46	0.55	Subcrítico

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Como se puede observar en la Tabla 6.13, las velocidades son mayores a la velocidad máxima (0.61m/s), por lo que se produce erosión en el lecho del cauce.

A continuación se procede a analizar las mismas secciones, pero considerando la colocación del dique. Se cierra la sección del cauce a un metro desde el fondo y se considera que el dique de gavión se ha colmatado llegando a su pendiente de

estabilización. Se procede a calcular las pendientes de estabilización para que su velocidad no sea mayor a la máxima establecida anteriormente (0.61m/s).

Además hay que considerar los caudales con la condición de la existencia del dique laminador, es decir no considerar el caudal de entrada al dique, sino solo el de salida más el del área o áreas contribuyentes, estos caudales se muestran en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14: Caudales con la existencia del dique laminador

OBRA DE CONTROL	ABSCISA	CAUDALES
N°	m	m ³ /s
DIQUE LAMINADOR	0+515.00	5.43
1	0+730.77	3.32
2	0+757.15	4.31
3	0+777.77	4.51
4	0+796.70	4.57
5	0+814.60	5.08
6	0+856.50	5.19
7	0+873.45	5.28
8	0+893.52	6.80
9	0+914.32	7.32
10	0+933.45	7.38
11	0+977.25	7.62
12	0+1460.20	12.60
OBRA DE TOMA	0+1654.00	14.23

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Tabla 6.15: Parámetros Hidráulicos de los puntos de observación con obras de control de torrentes

PARÁMETROS EN LOS PUNTOS DE OBSERVACIÓN CON OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES								
Obra	Abscisa	Pendiente de estabilización	Coefficiente de Rugosidad	Caudal	Radio Hidráulico	Velocidad	Froude	Flujo
N°	m	m/m	n	m ³ /s	m	m/s		
1	0+730.77	0.020	0.085	3.32	0.22	0.61	0.41	Subcrítico
2	0+757.15	0.020	0.085	4.31	0.21	0.58	0.41	Subcrítico
3	0+777.77	0.020	0.085	4.51	0.22	0.60	0.41	Subcrítico
4	0+796.70	0.020	0.085	4.57	0.21	0.58	0.41	Subcrítico
5	0+814.60	0.019	0.085	5.08	0.23	0.61	0.40	Subcrítico

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Tabla 6.15: (Continuación)

PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE LOS PUNTOS DE OBSERVACIÓN CON OBRAS DE CONTROL DE TORRENTES								
Obra	Abscisa	Pendiente de estabilización	Coefficiente de Rugosidad	Caudal	Radio Hidráulico	Velocidad	Froude	Flujo
N°	m	m/m	n	m ³ /s	m	m/s		
6	0+856.50	0.018	0.085	5.19	0.25	0.61	0.40	Subcrítico
7	0+873.45	0.010	0.085	5.28	0.37	0.61	0.31	Subcrítico
8	0+893.52	0.005	0.085	6.80	0.60	0.59	0.24	Subcrítico
9	0+914.32	0.016	0.085	7.32	0.27	0.61	0.38	Subcrítico
10	0+933.45	0.020	0.085	7.38	0.20	0.56	0.40	Subcrítico
11	0+977.25	0.012	0.085	7.62	0.33	0.61	0.34	Subcrítico
12	1+460.20	0.003	0.085	12.60	1.06	0.61	0.18	Subcrítico

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En la Tabla 6.15, se muestran los resultados de los parámetros hidráulicos con obras de control de torrentes

En los puntos donde la pendiente de estabilización es menor a 0.018 m/m, hay que colocar más diques de control y degradación en los tramos, para garantizar que su velocidad no exceda a la máxima, es así, que se procedió a determinar los puntos de las abscisas donde se deberían colocar las obras de control de erosión y degradación del cauce con el paquete computacional AutoCAD, estableciendo 10 puntos adicionales, en resumen se instalar un total de 22 diques para controlar la velocidad erosiva, dichos puntos se encuentran en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16: Ubicación de diques de control de erosión

Obra de Control	Abscisa	Cota	Ancho del Cauce
N°	m	msnm	m
1	0+730.77	73.00	15.00
2	0+757.15	72.50	20.00
3	0+777.77	71.50	16.00
4	0+796.70	70.00	16.00
5	0+814.60	68.50	16.00
6	0+856.50	66.00	12.00
7	0+873.45	65.00	22.50
8	0+881.20	63.75	24.25
9	0+893.52	62.50	26.00
10	0+903.53	61.50	21.75

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Tabla 6.16: (Continuación)

Obra de Control	Abscisa	Cota	Ancho del Cauce
N°	m	msnm	m
11	0+914.32	60.00	17.50
12	0+933.45	58.50	39.50
13	0+977.25	56.50	67.50
14	1+002.15	55.40	50.15
15	1+033.33	54.30	45.25
16	1+073.07	53.15	35.80
17	1+102.08	52.10	23.50
18	1+167.14	50.90	21.50
19	1+293.03	49.50	18.60
20	1+386.81	48.25	18.75
21	1+417.00	47.15	15.75
22	1+460.20	46.00	13.15

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Sin embargo se ha realizado la Tabla 6.17 de comparación de velocidades para determinar qué porcentaje se ha podido reducir la velocidad.

Tabla 6.17: Porcentaje de reducción de velocidades con el sistema implantado

OBRA	Velocidades (m/s)			% DE REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD CON EL SISTEMA
	Sin O.C.T.	Con O.C.T.	Δ Velocidad	
1	1.44	0.61	0.83	57.64%
2	1.28	0.58	0.70	54.69%
3	1.09	0.60	0.49	44.95%
4	1.18	0.58	0.60	50.85%
5	1.26	0.61	0.65	51.59%
6	1.24	0.63	0.61	49.19%
7	1.62	0.61	1.01	62.35%
8	1.93	0.59	1.34	69.43%
9	1.37	0.61	0.76	55.47%
10	1.10	0.56	0.54	49.09%
11	1.20	0.61	0.59	49.17%
12	1.46	0.61	0.85	58.22%

Nota: O.C.T.: Obras de Control de Torrentes

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

En resumen se ha reducido la velocidad desde el 44.95% hasta el 69.43%.

6.26 FUERZA DE EMPUJE DEBIDO AL IMPACTO

Para el cálculo de las fuerzas de empuje debido al impacto se utilizó la ecuación 2.32 del capítulo 2 indicada a continuación:

$$F = \rho_d A u^2 \sin \beta \quad (2.33)$$

Dónde:

F: fuerza de empuje debido al impacto de onda contra la barrera (N).

ρ_d : densidad de los detriticos (kg/m^3).

u: velocidad media del flujo (m/s).

A: Área transversal del flujo (m^2).

β : ángulo formado por la dirección del flujo y la cara de la barrera ($^\circ$).

Primero se calculó las fuerzas de empuje para el dique laminador para los diferentes períodos de retorno, para los cuales se consideró los datos tabulados en la Tabla 6.18.

Tabla 6.18: Datos para el cálculo de las fuerzas de empuje en el dique laminador

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Densidad de Detriticos=	1.5	ton/m3
Área Mojada=	10	m2
β =	28.89	grados
β =	0.50	rad
Sen β =	0.48	

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Las velocidades son tomadas desde los resultados dados por el paquete informativo Hec-Ras, para los diferentes períodos de retorno. En la Tabla 6.19 se muestran las fuerzas de empuje para el dique laminador.

Tabla 6.19: Fuerzas de empuje en el dique laminador

Tr	Velocidad	Fuerza de Empuje
Años	m/s	KN
5	1	7.25
10	1.06	8.14
25	1.15	9.58
50	1.22	10.79
100	1.25	11.32

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

Las Fuerzas de empuje para los obras de control de la erosión y degradación del cauce se muestra en la Tabla 6.20.

Tabla 6.20: Fuerzas de empuje para los obras de control de la erosión y degradación del cauce

Obra	Abscisa	Pendiente del cauce	Área	Velocidad	B	Sen β	Fuerza de Empuje
N°	m	m/m	m²	m/s	rad	-	kN
1	0+730.77	0.1135	4.76	1.44	1.46	0.99	14.71
2	0+757.15	0.1000	6.11	1.28	1.47	1.00	14.94
3	0+777.77	0.0515	7.35	1.09	1.52	1.00	13.08
4	0+796.70	0.0785	6.88	1.18	1.49	1.00	14.33
5	0+814.60	0.0885	6.85	1.26	1.48	1.00	16.25
6	0+856.50	0.0820	7.03	1.24	1.49	1.00	16.16
7	0+873.45	0.0990	5.47	1.62	1.47	1.00	21.43
8	0+893.52	0.1170	5.35	1.93	1.45	0.99	29.69
9	0+914.32	0.0795	7.89	1.37	1.49	1.00	22.14
10	0+933.45	0.0990	9.91	1.10	1.47	1.00	17.90
11	0+977.25	0.0380	9.27	1.20	1.53	1.00	20.01
12	1+460.20	0.0250	11.03	1.46	1.55	1.00	35.26

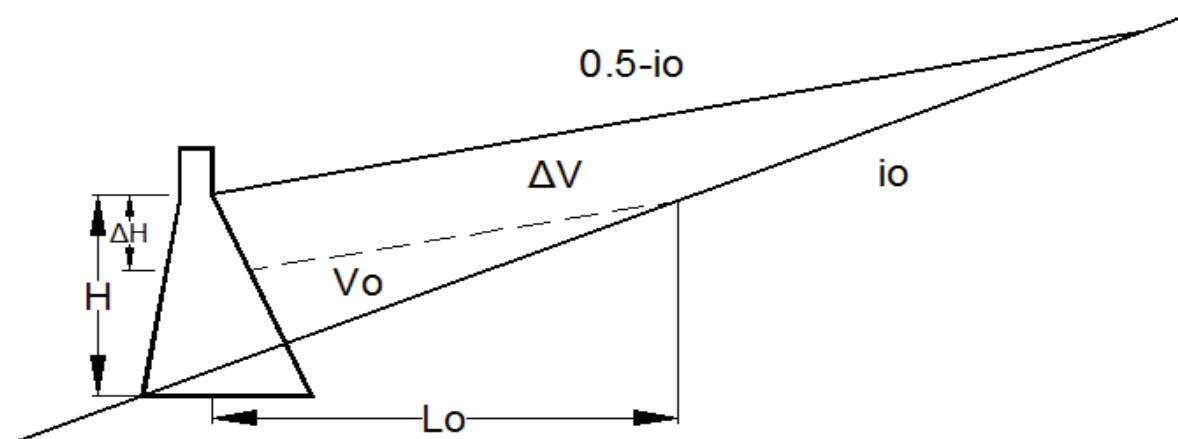
Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.27 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE VOLUMEN DE SEDIMENTOS

La capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos depende de la pendiente del cauce, la pendiente de estabilización y la altura del dique a ser colmatado.

Para determinar la capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos, utilizamos el esquema de la Figura 5.8 y la ecuación a continuación de la misma.

Figura 5.12: Esquema para cálculo capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos.



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

Para el cálculo del Volumen previsto de sedimento: se utilizó la siguiente ecuación:

$$V = \frac{0.5(B_o + B_2)H^2}{i_o} \quad (5.3)$$

Dónde:

i_o : Pendiente original del cauce del río.

B_o : Ancho del cauce en el sitio del dique.

B_2 : Ancho del cauce en el sitio que se interceptan las pendientes.

H: Altura de la presa.

La capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos se muestra en la Tabla 6.21. Los anchos B_o y B_2 se determinaron por medio del Civil CAD con la topografía del proyecto.

Tabla 6.21: Capacidad de almacenaje de volumen de sedimentos en los diques de control de erosión y degradación del cauce

Obra de control	Abscisa	Cota	Ancho del Cauce	Altura del dique	Pendiente	Capacidad de Almacenaje
N°	m	msnm	m	m	m/m	m3
1	0+730.77	73.00	15.00	1.00	0.1135	132.16
2	0+757.15	72.50	20.00	1.00	0.1000	175.00
3	0+777.77	71.50	16.00	1.00	0.0515	349.51
4	0+796.70	70.00	16.00	1.00	0.0785	203.82
5	0+814.60	68.50	16.00	1.00	0.0885	180.79
6	0+856.50	66.00	12.00	1.00	0.0820	170.73
7	0+873.45	65.00	22.50	1.00	0.0990	174.24
8	0+881.20	63.75	24.25	1.00	0.0990	236.11
9	0+893.52	62.50	26.00	1.00	0.1170	214.74
10	0+903.53	61.50	21.75	1.00	0.0795	300.31
11	0+914.32	60.00	17.50	1.00	0.0795	246.86
12	0+933.45	58.50	39.50	1.00	0.0990	287.88
13	0+977.25	56.50	67.50	1.00	0.0380	1407.89
14	1+002.15	55.40	50.15	1.00	0.0525	1120.48
15	1+033.33	54.30	45.25	1.00	0.0375	1272.00
16	1+073.07	53.15	35.80	1.00	0.0315	1286.51
17	1+102.08	52.10	23.50	1.00	0.0500	593.00
18	1+167.14	50.90	21.50	1.00	0.0395	569.62
19	1+293.03	49.50	18.60	1.00	0.0255	786.27
20	1+386.81	48.25	18.75	1.00	0.0365	511.64
21	1+417.00	47.15	15.75	1.00	0.0315	547.62
22	1+460.20	46.00	13.15	1.00	0.0250	578.00

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

6.28 MANTENIMIENTO

6.28.1 MANTENIMIENTO PREVENTIVO

Realizar la verificación periódica de los componentes para detectar problemas en el sistema. Consiste básicamente en la inspección interna de cada componente

tales como el dique laminador, torre de captación, rejillas, tubería que desaloja la aguas del dique laminador, alcantarillas existentes, diques de control de erosión del cauce y de una inspección superficial de las laderas que forman el torrente con el fin de determinar el estado actual de las misma.

En caso de existir anomalías en las obras se deben registrar, y poner en conocimiento a la entidad competente para tomar las medidas correctivas, con esto recuperar el buen funcionamiento del sistema.

Se recomienda que la verificación periódica se realice de la siguiente manera:

- Tiempos de estiaje: cada dos meses
- Tiempos lluviosos: quincenalmente

Además se debe realizar un procedimiento periódico, que consiste básicamente, en actividades de limpieza de las obras que presenten obstrucción.

Las actividades de limpieza consisten en:

- Extracción del material acumulado en el cauce aguas arriba del dique laminador, para mantener la capacidad de embalse y laminación al máximo posible. Esta limpieza debe efectuarse previo el inicio de la época invernal y cuando se encuentre la primera rejilla frontal de la torre de captación obstruida un 75%, lo cual implica disponer de una cuadrilla de trabajadores y equipos durante el período invernal, para efectuar estas limpiezas, El tiempo requerido para la limpieza del embalse dependerá del volumen de material depositado (lo cual depende a su vez de la intensidad y duración de las precipitaciones); sin embargo en promedio podría requerirse entre uno y tres días de trabajo.
- La limpieza en las rejillas en la torres de captación se las realizará mediante el rastrillado de las mismas para remover sólidos flotantes adheridos a aquellas y evacuarlos para ser transportados. Sería conveniente promover la colaboración ciudadana, de manera que moradores cercanos al sitio del embalse, efectúen esta limpieza (de otra forma debería efectuarla una

cuadrilla de Obras y Mantenimiento). Se recomienda efectuarla al menos una vez por semana durante el período lluvioso.

- En la tubería de evacuación del caudal de dique laminador se debería limpiar cuando se encuentre obstaculizada por algún sedimento grueso y material orgánico acumulado que logre atravesar las rejillas. Esta actividad será muy eventual, pues normalmente el flujo tiene capacidad de arrastre del material, es decir de auto-limpieza.
- Los diques de control de erosión del cauce no requieren de limpieza, puesto que el material acumulado aguas arriba de los pequeños diques, debe permanecer sin ser retirado, puesto que justamente aquel relleno es para ir reduciendo la pendiente longitudinal del cauce.
- Limpieza de las márgenes del cauce: consiste en el desalojo de escombros existentes en las márgenes de la quebrada del cauce para evitar el derrumbamiento hacia el lecho y impedir la producción de flujos detríticos.

En general, una frecuencia de mantenimiento preventivo se debe realizar con periodicidad mínima anual. Se determinarán las actividades indicando de que día a que día (o de que mes a que mes) se realizaran las diferentes acciones, para un año calendario completo.

Un paso importante es registrar con colores relevantes los sectores y los elementos importantes del sistema, a medida que las actividades de inspección y limpieza, en cada uno de ellos vayan siendo ejecutadas.

6.28.2 MANTENIMIENTO EMERGENTE Y CORRECTIVO;

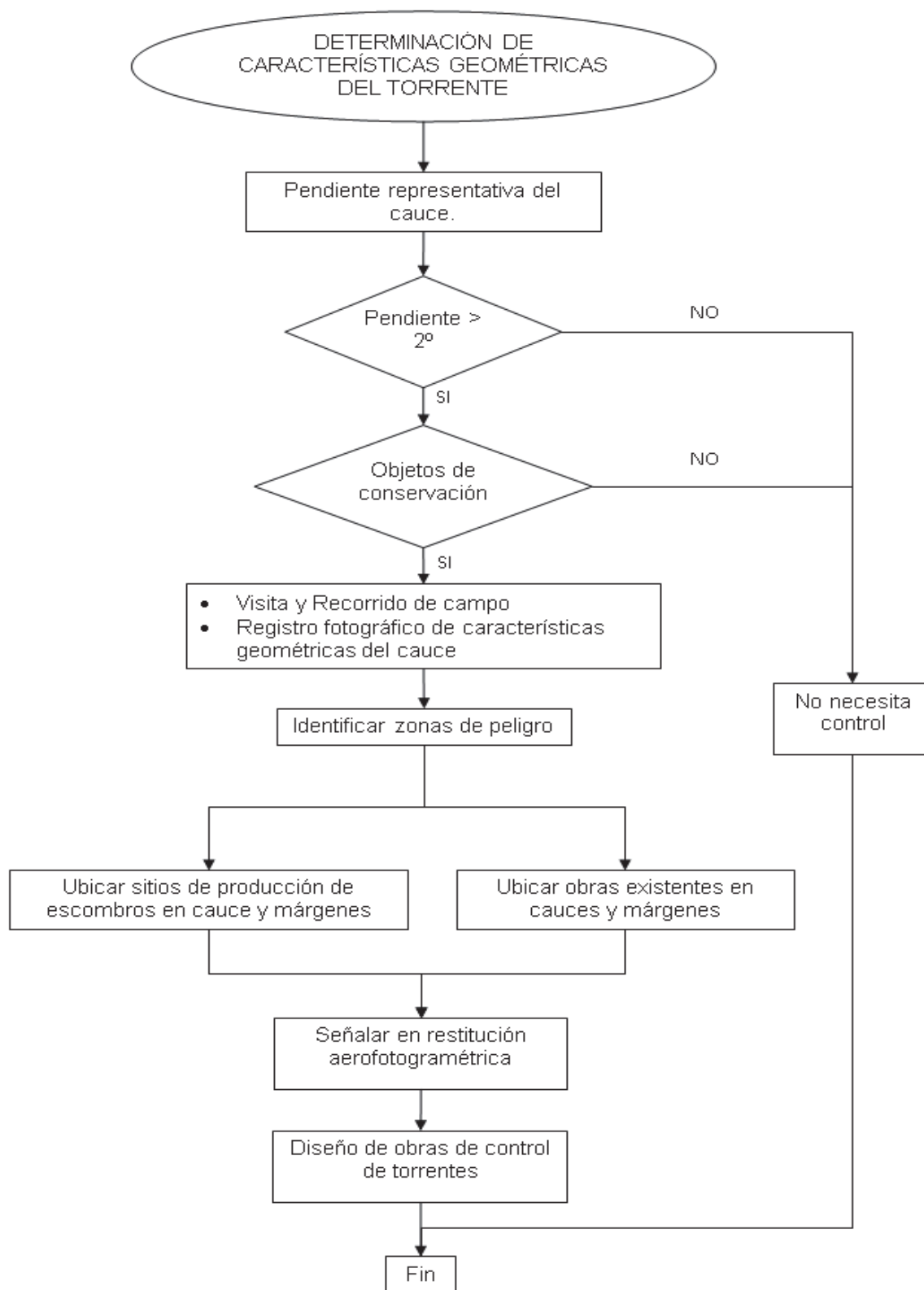
Cabe anotar, que las actividades de emergencia incluyen el mantenimiento inmediato y no admiten programación alguna. Estos problemas resultan de emergencias producidas por roturas u obstrucciones totales en la obras de captación.

CONCLUSIONES

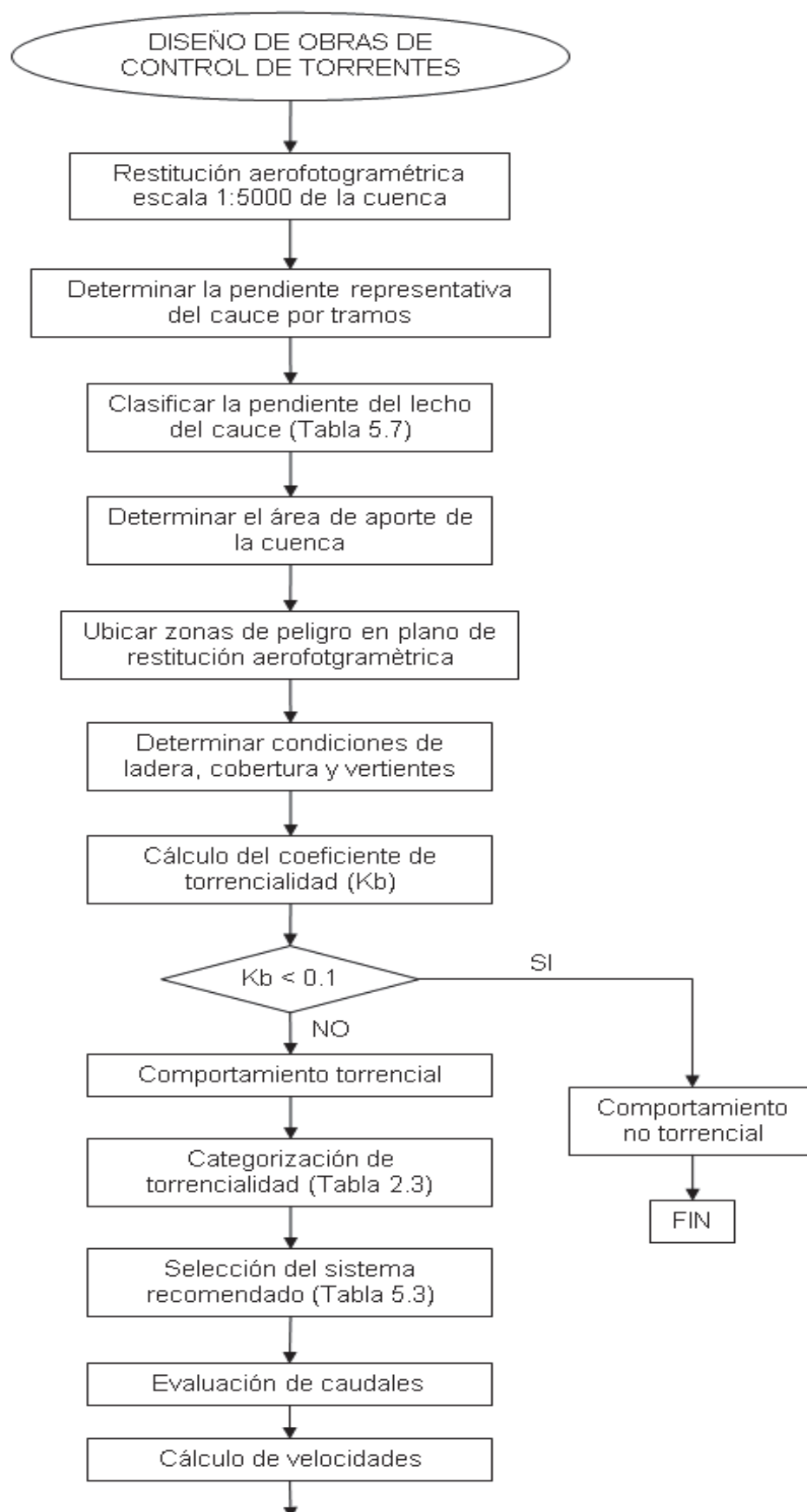
- De acuerdo a los recorridos realizados en las laderas del Pichincha, se observó que los sistemas implantados han controlado los flujos detríticos de manera parcialmente satisfactoria.
- Para el diseño y control de estos torrentes, es de vital importancia hacer un diagnóstico exhaustivo en situ, para determinar áreas de peligro y objetos de conservación, así como los parámetros necesarios para el diseño
- Los diques cerrados de depositación no necesitan mantenimiento de limpieza del sedimento ya que está diseñado para que llegue a su colmatación y a su pendiente de estabilización para evitar la erosión del lecho.
- En los diques abiertos o de retención de sólido grueso se realizará el mantenimiento en caso de que sea accesible, caso contrario si llega a taponarse y colmatar pasará a ser un dique de depositación de sedimento.
- En los diques cerrados de laminación de caudal que cuentan con obra de captación, necesitan mantenimiento para su adecuado funcionamiento.
- En el caso de aplicación se pudo notar que las velocidades bajan considerablemente con el sistema a ser implementado en las zonas de altas pendientes, ayudando a prevenir aluviones.
- La presencia de escombros en las márgenes de las quebradas que tienen presencia de agua es un potencial factor para generar flujos detríticos.
- Las edificaciones que se encuentran en los márgenes del cauce de un torrente están en un alto riesgo de peligro al presentarse un fenómeno torrencial, por lo que es necesario la reubicación de dichas edificaciones.
- Se corre el riesgo de sufrir daños catastróficos, dejando daños a inmuebles y pérdidas humanas, si no se colocan estas obras de control.

Para una mejor aplicación de este manual de diseño lo podemos realizar de acuerdo a los siguientes diagramas de flujo que se muestran a continuación:

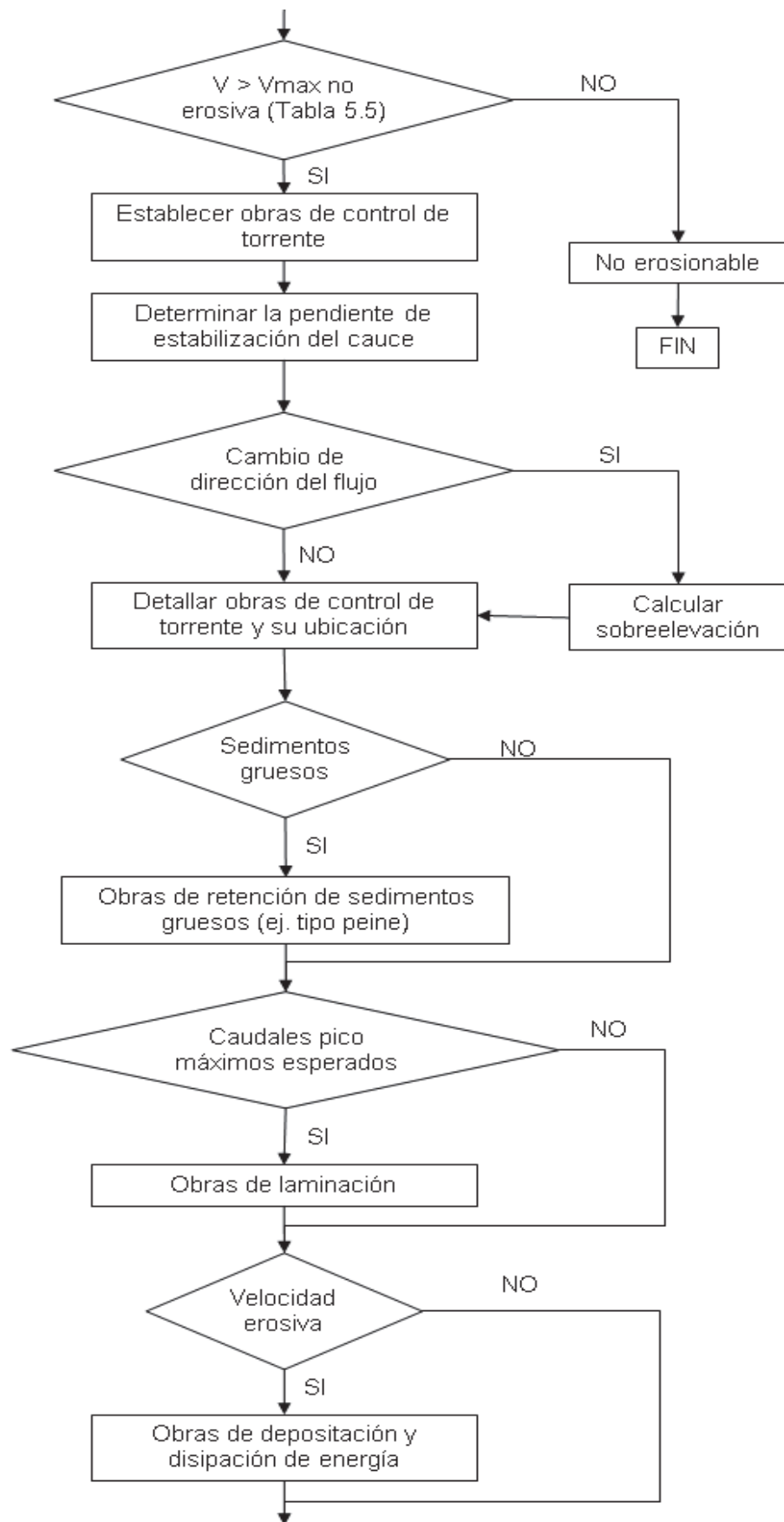
- Diagrama para determinar si corresponde a un torrente.



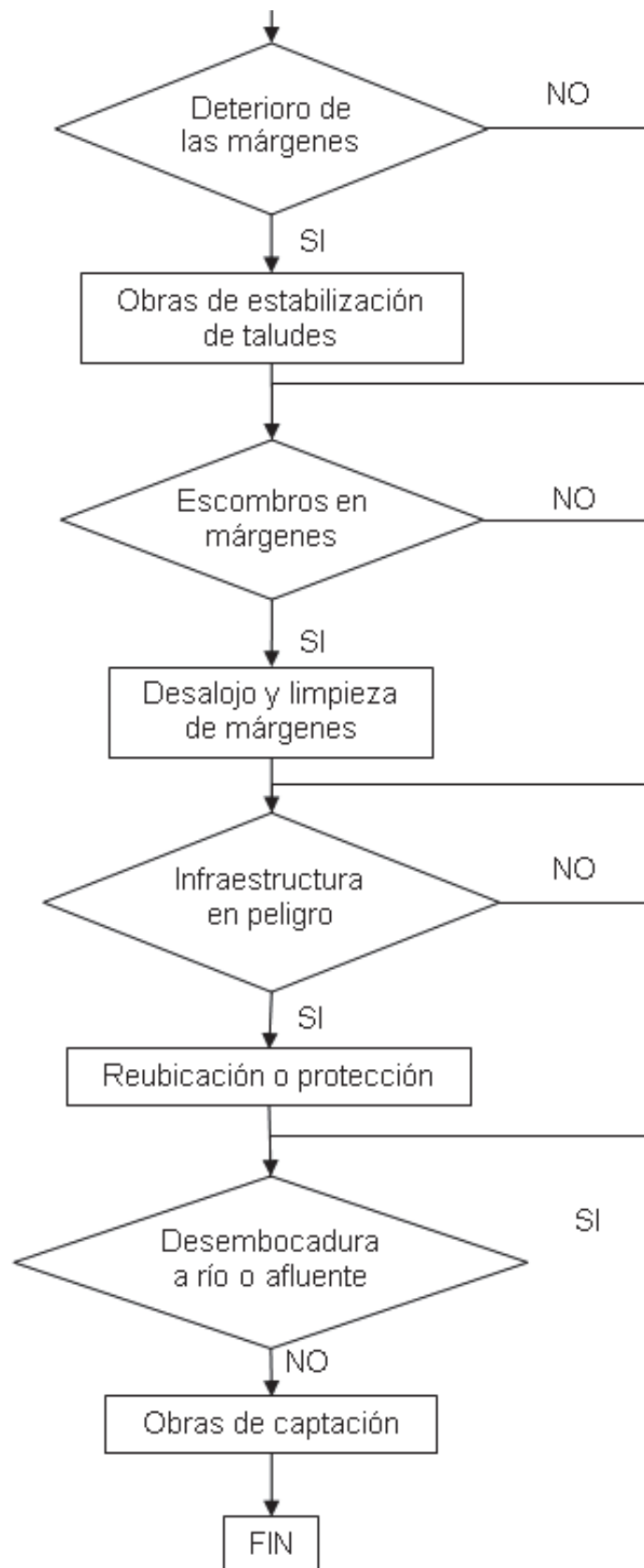
➤ Proceso para dimensionamiento de obras.



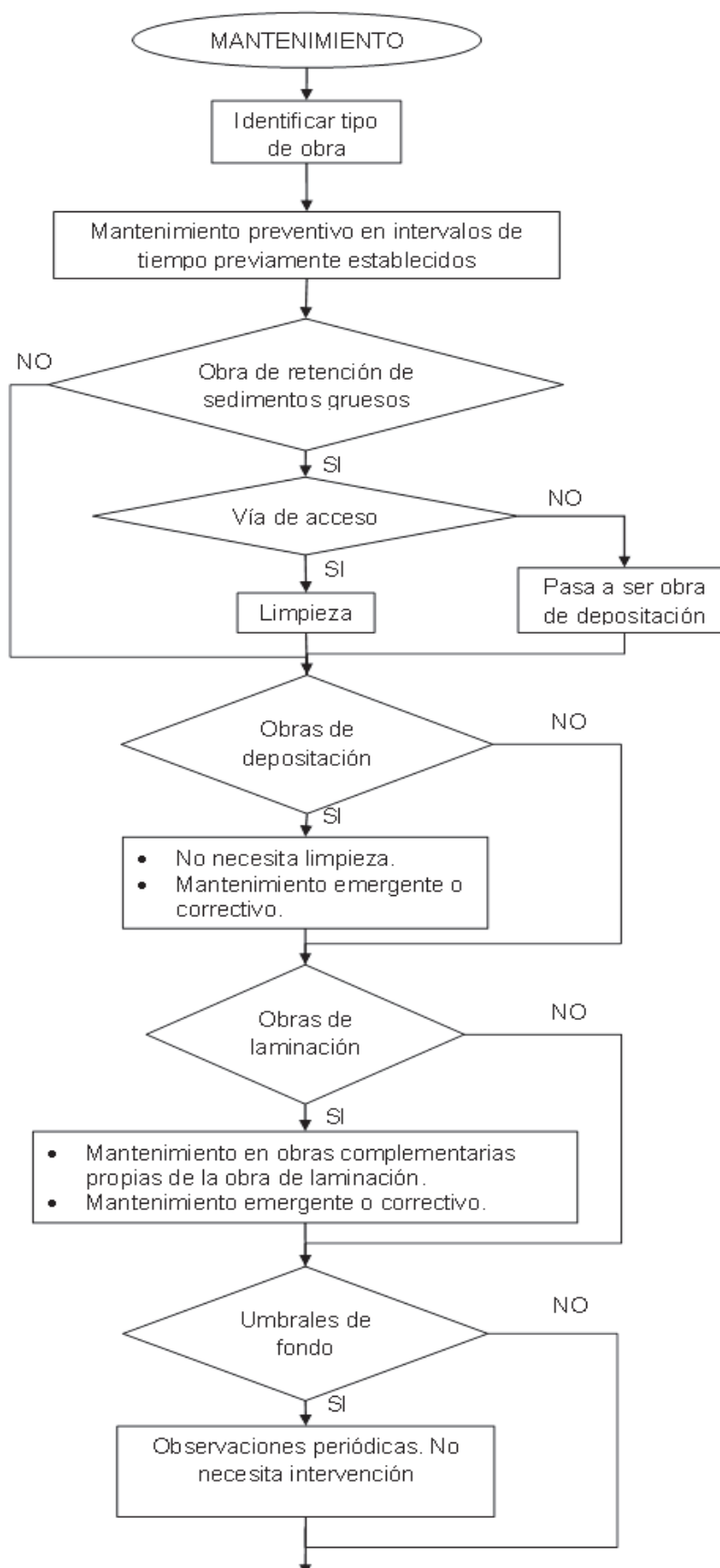
➤ Proceso para dimensionamiento de obras (Continuación).



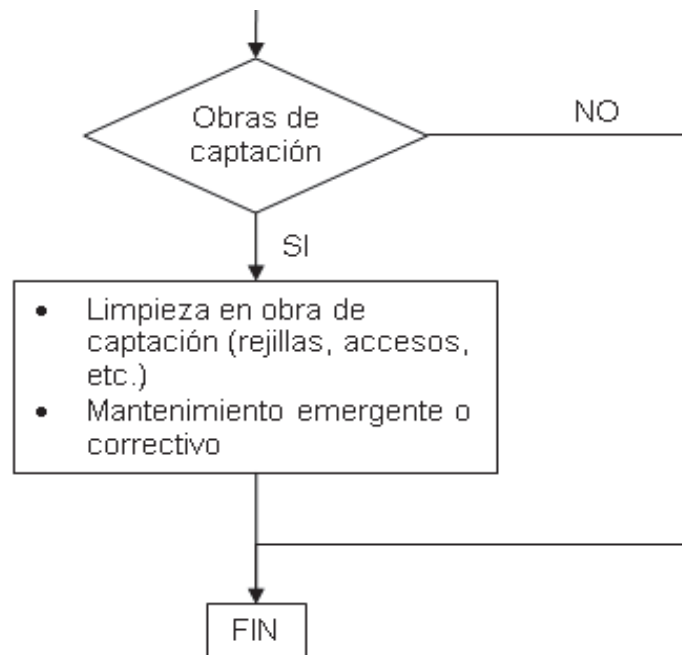
➤ Proceso para dimensionamiento de obras (Continuación).



➤ Proceso para determinar el mantenimiento adecuado.



➤ Proceso para determinar el mantenimiento adecuado.(Continuación)



RECOMENDACIONES

- En caso de que la reubicación no sea factible, se recomienda la implantación de obras de protección (muros, estabilidad de la ladera, reforestación) para garantizar la estabilización de las edificaciones.
- Las autoridades gubernamentales y locales deberían controlar el desalojo de los escombros y basura para que no se la realice hacia las quebradas.
- De igual manera las autoridades gubernamentales y locales deberán controlar los asentamientos poblacionales en zonas de peligro como en este caso las laderas, es decir evitar la construcción de edificaciones cercanas a las quebradas.
- Es necesario dejar vías de acceso hacia las obras para dar mantenimiento de limpieza y de igual manera cuando se necesite reparación de las obras.
- Realizar una programación para manteniendo del sistema de control del torrente, según los requerimientos y dependiendo de la estructura a implantarse.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Armanini, A. (1999), Principios de Hidráulica Fluvial (*Principi di Idraulica Fluviale*), Cosenza, Italia.

Consultpiedra Cía. Ltda., Actualización de los Diseños Definitivos del Sistema de Alcantarillado Combinado de la Zona Central de la Ciudad de Esmeraldas, Quito.

Diez Hernández, J , Obras Hidráulicas para la Corrección de Torrentes, Madrid, España.

García Rodríguez, José L., Hidrotecnias de Corrección de Cauces Torrenciales (I), Madrid, España.

Iverson, Richard M (1997),La Física de Flujos Detríticos (The Physics of Debris Flows), Vancouver, Washington.

Martin Vide, Juan P (1997), Ingeniería Fluvial, Barcelona, España.

Montserrat Michelini, Santiago R (2005), Estudio Experimental de Obras de Protección Contra Aluviones, Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, Universidad de Chile, Santiago de Chile.

Rocha Arturo, (1998), Introducción a la Hidráulica Fluvial, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.

Rodríguez Badillo, Freddy I (2012), Diseño de la Obra de Cierre y las Obras Complementarias en el Embalse Pampas de Salasaca, Anexo N° 1, Tesis previo a la obtención del título de ingeniero civil, Escuela Politécnica Nacional, Quito.

Suarez Díaz, J (2001), Control de Erosión en Zonas Tropicales, Bucaramanga, Colombia.

Suarez Díaz, J, Diseño de Presas de Tierra, Bucaramanga, Colombia.

Suarez V, L.M. (1993), Presas de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos, Venezuela.

Sabo División, Departamento Sabo, Ministerio de la Construcción (1999), Guía para el Estudio de Flujo de Escombros - Propenso a Corrientes y Estudio de las Áreas de Peligro y Desprendimiento de Escombros.

Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, Universidad de Illinois.

ANEXOS

ANEXOS 1:
CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING
POR EL MÉTODO DE COWAN

Para el cálculo de coeficiente de rugosidad n de Manning se utilizó el método de Cowan, descrito en el libro de Hidráulica de canales abiertos de Ven T. Chow, en la página 104.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Dónde:

n_0 : valor básico de n para un canal recto uniforme y liso en los materiales involucrados.

n_1 : valor para corregir el efecto de las rugosidades superficiales.

n_2 : valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del Canal.

n_3 : valor para considerar las obstrucciones.

n_4 : valor para considerar la vegetación y condiciones de flujo.

m_5 : factor de corrección por efecto de los meandros en el canal.

Estos valores se encuentran tabulados en la siguiente tabla (Hidráulica de canales abiertos de Ven T. Chow, en la página 105).

Tabla 1: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad (método de Cowan)

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020

Tabla 1: (Continuación)

Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de canales abiertos de Ven T. Chow
 Elaborado por: Andrango Ciro, Julián Piedra

Tabla 2: Cálculo de n

$n_0=$	0.020	Tierra
$n_1=$	0.020	Severo
$n_2=$	0.010	Frecuentemente alternante
$n_3=$	0.010	Menor
$n_4=$	0.025	Alta
$m_5=$	1.000	Menor
$n=$	0.085	Valor calculado

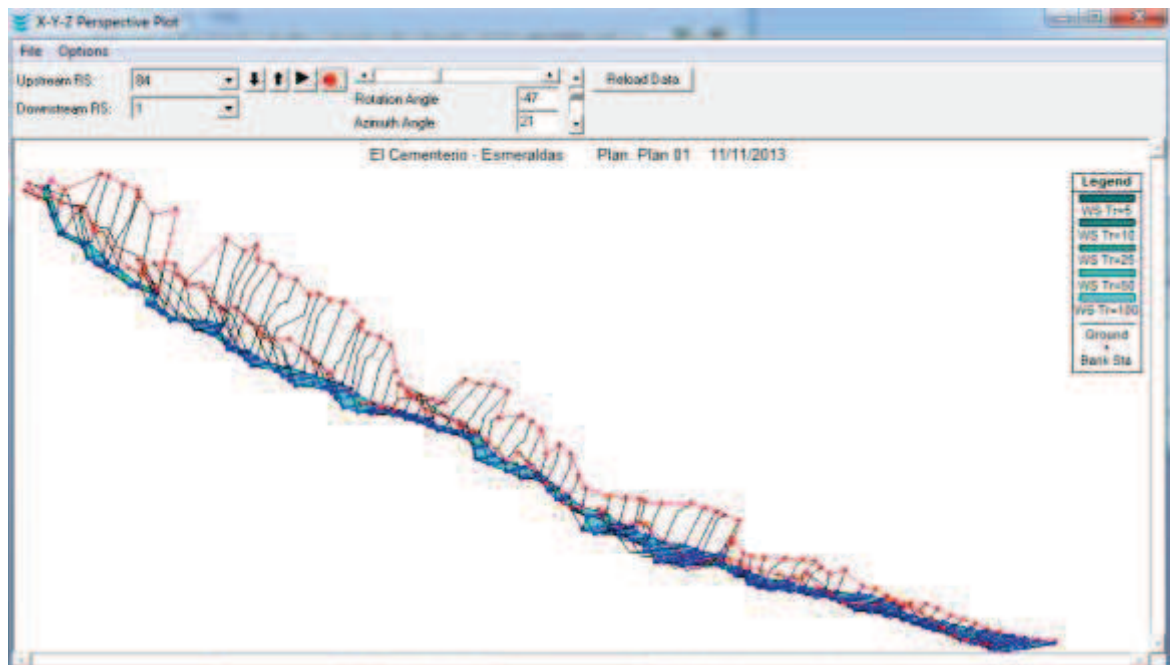
Elaborado por: Andrango Ciro, Julián Piedra

ANEXOS 2:
CAPTURAS DE IMÁGENES DEL PAQUETE
COMPUTACIONAL HEC-RAS

2.1 Planteamiento Geométrico



2.2 Perspectiva X-Y-Z



2.3 Caudales para los diferentes períodos de retorno

Steady Flow Data - Caudal El Cementerio Esmeraldas

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (25000 max): Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River:

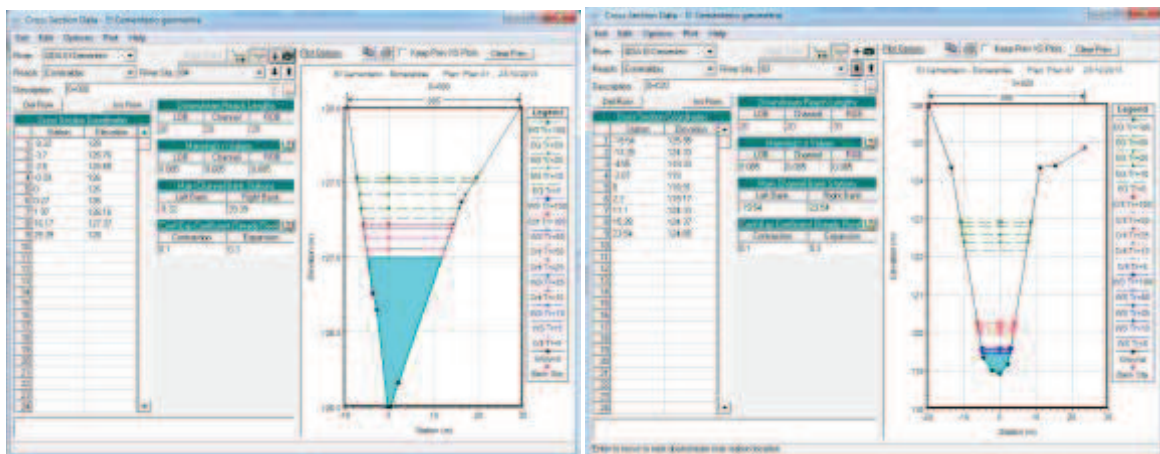
Reach: River Sta.:

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates					
	River	Reach	RS	Tr=5	Tr=10	Tr=25	Tr=50	Tr=100
1	QDA El Cementeri	Esmeraldas	84	5.43	6.26	7.41	8.56	8.95
2	QDA El Cementeri	Esmeraldas	58	6.86	7.91	9.37	10.82	11.31
3	QDA El Cementeri	Esmeraldas	47	7.85	9.05	10.72	12.38	12.94
4	QDA El Cementeri	Esmeraldas	46	8.05	9.28	10.99	12.69	13.26
5	QDA El Cementeri	Esmeraldas	45	8.11	9.36	11.07	12.79	13.36
6	QDA El Cementeri	Esmeraldas	44	8.62	9.94	11.76	13.59	14.2
7	QDA El Cementeri	Esmeraldas	43	8.74	10.07	11.92	13.77	14.39
8	QDA El Cementeri	Esmeraldas	41	8.82	10.17	12.04	13.91	14.53
9	QDA El Cementeri	Esmeraldas	40	10.35	11.93	14.12	16.31	17.04
10	QDA El Cementeri	Esmeraldas	39	10.86	12.52	14.82	17.12	17.89
11	QDA El Cementeri	Esmeraldas	38	10.92	12.59	14.9	17.22	17.99
12	QDA El Cementeri	Esmeraldas	37	11.16	12.87	15.23	17.6	18.39
13	QDA El Cementeri	Esmeraldas	35	16.14	18.6	22.02	25.44	26.58
14	QDA El Cementeri	Esmeraldas	11	17.77	20.48	24.25	28.01	29.26

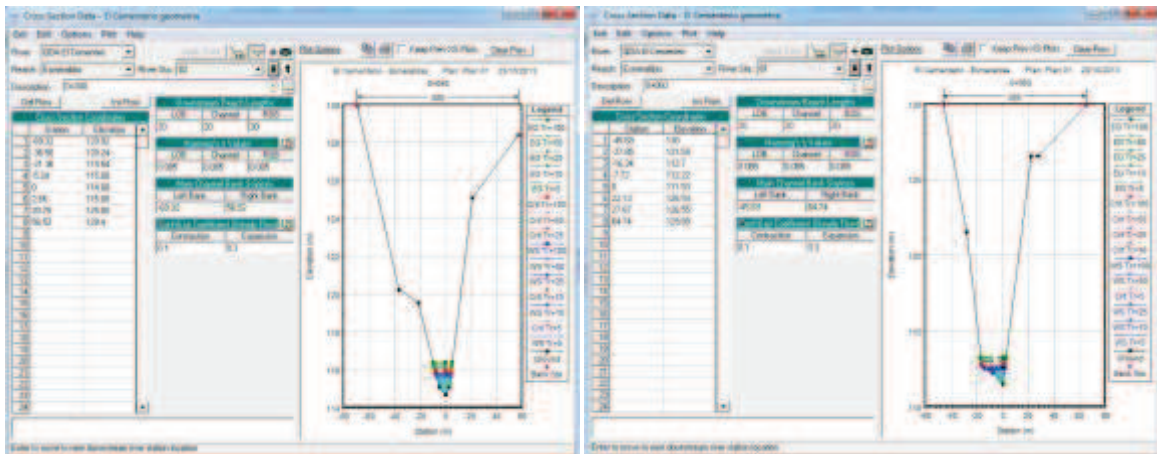
Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)

2.4 Secciones transversales a lo largo del torrente

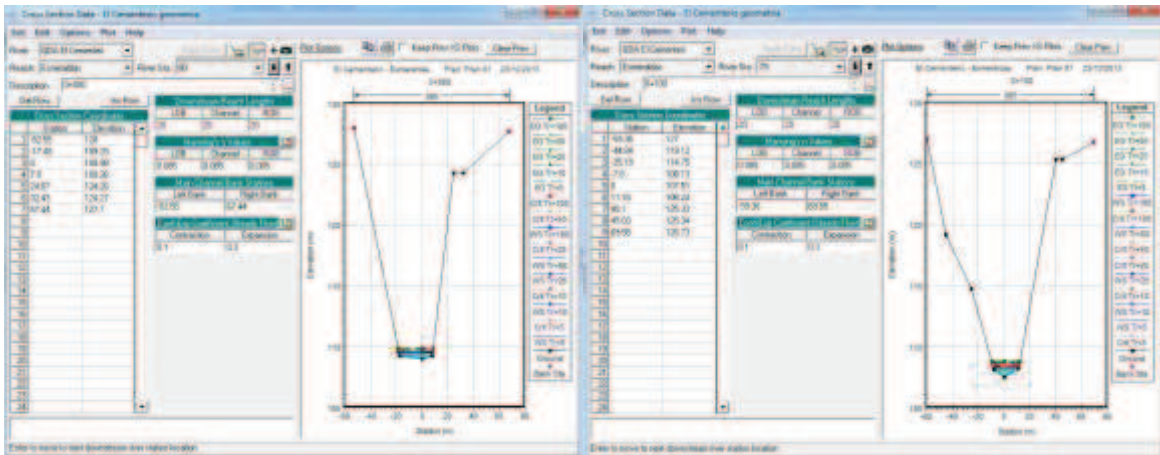
Abcisisas 0+000 y 0+020



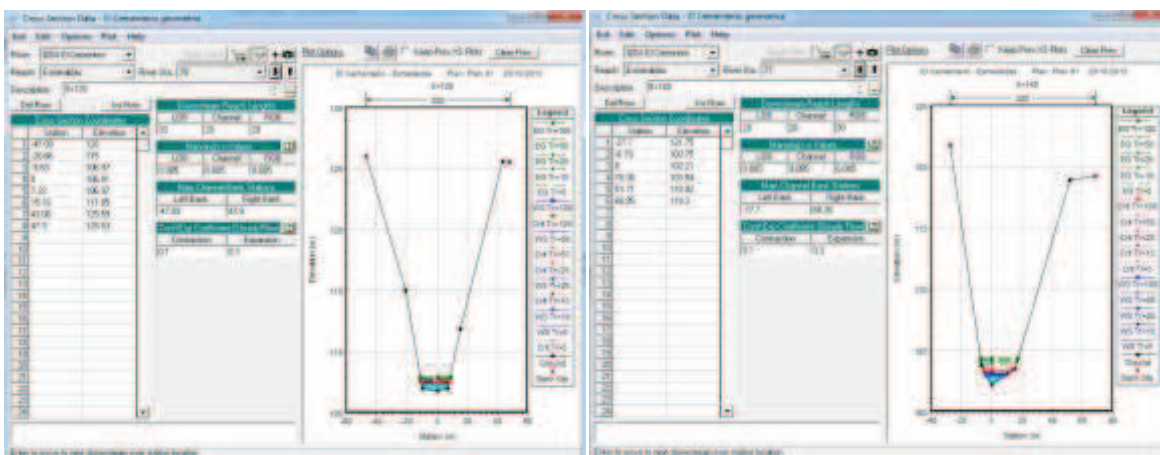
Abscisas 0+040 y 0+060



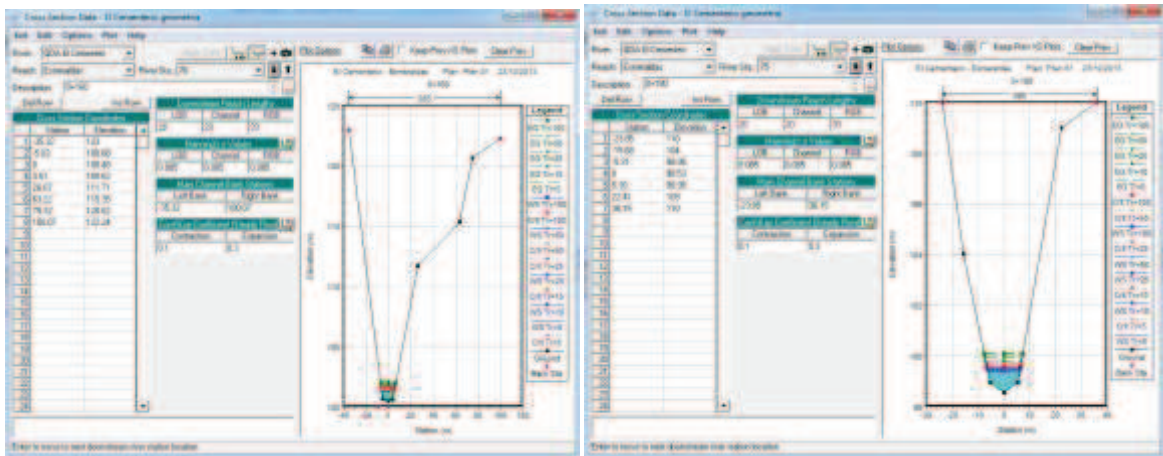
Abscisas 0+080 y 0+100



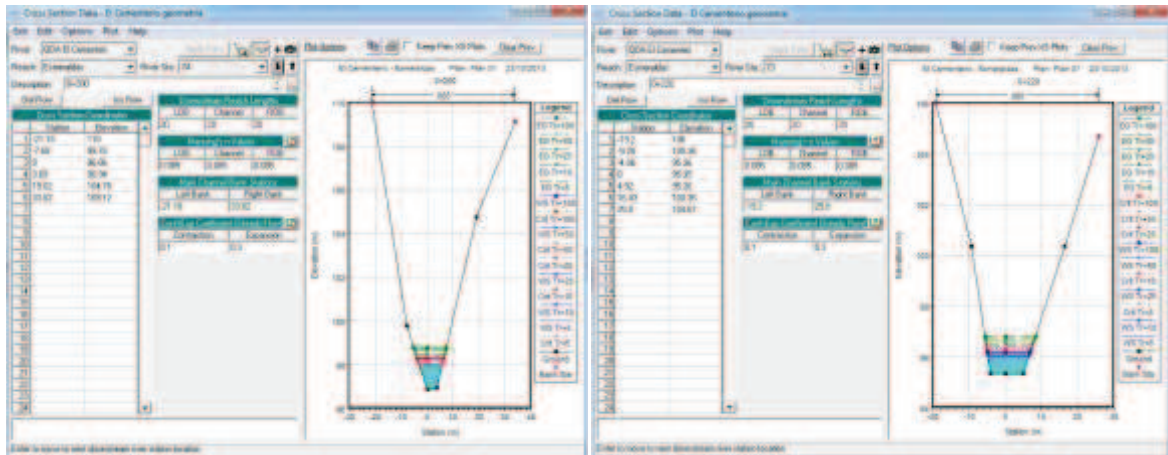
Abscisas 0+120 y 0+140



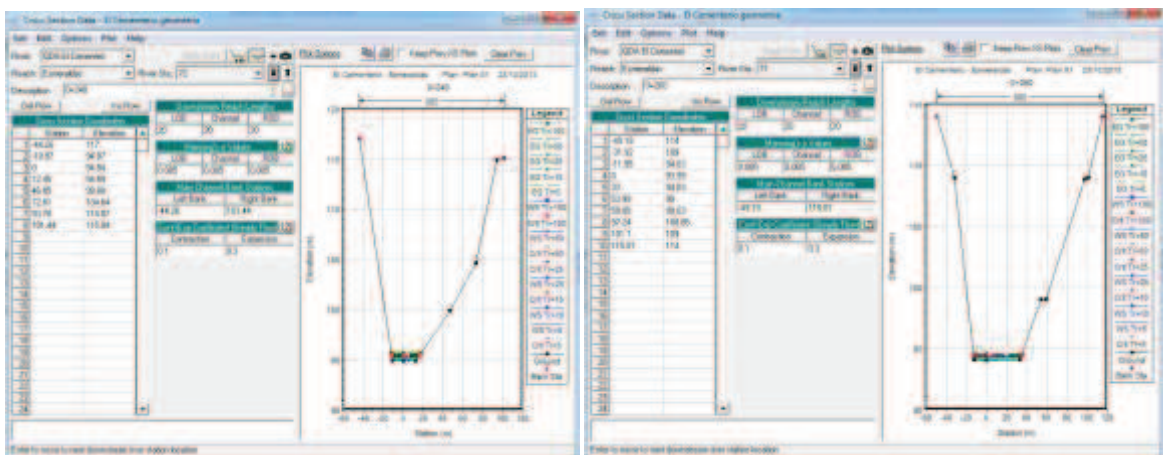
Abscisas 0+160 y 0+180



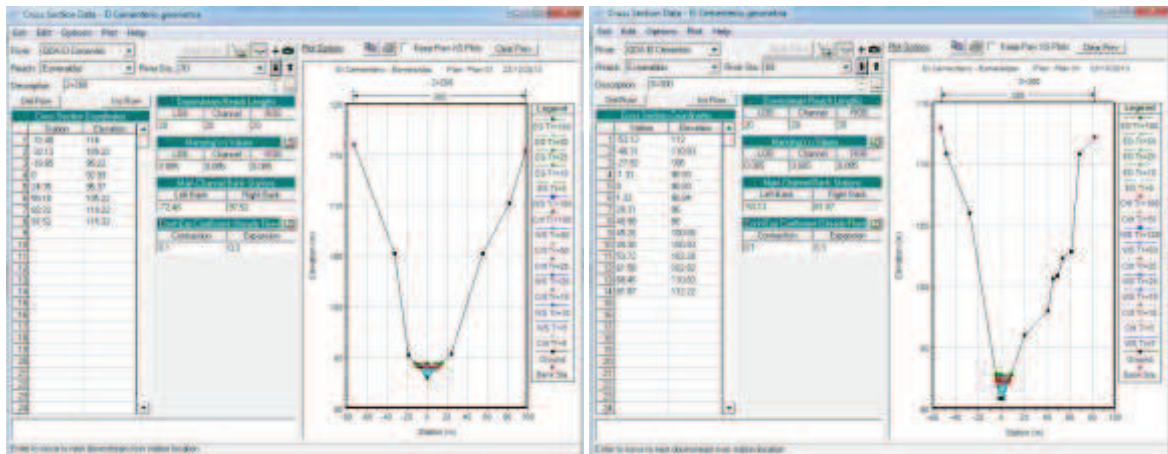
Abscisas 0+200 y 0+220



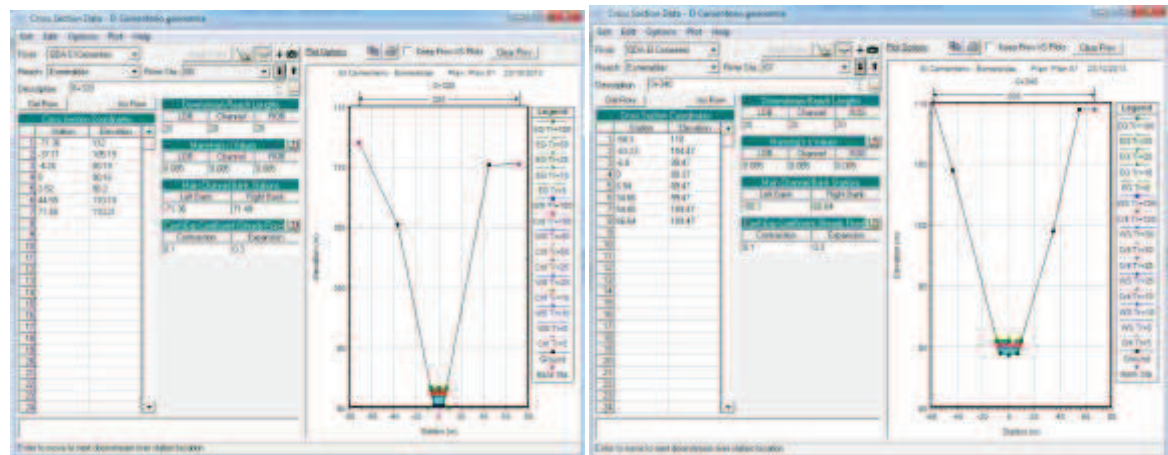
Abscisas 0+240 y 0+260



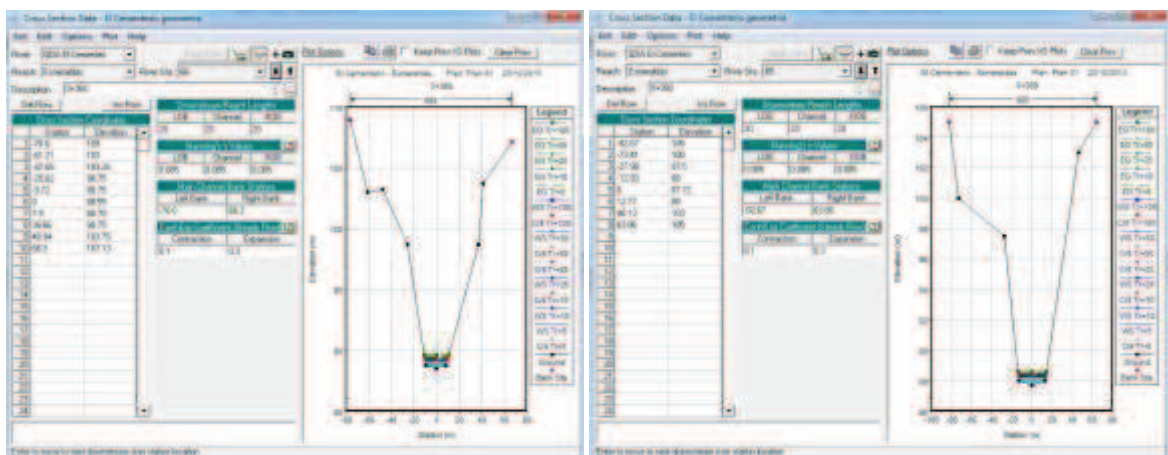
Abscisas 0+280 y 0+300



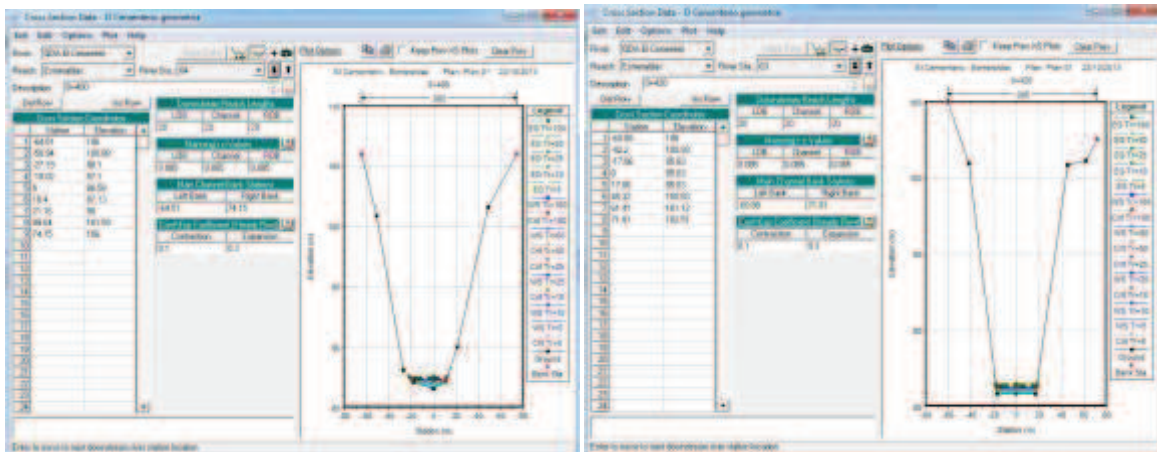
Abscisas 0+320 y 0+340



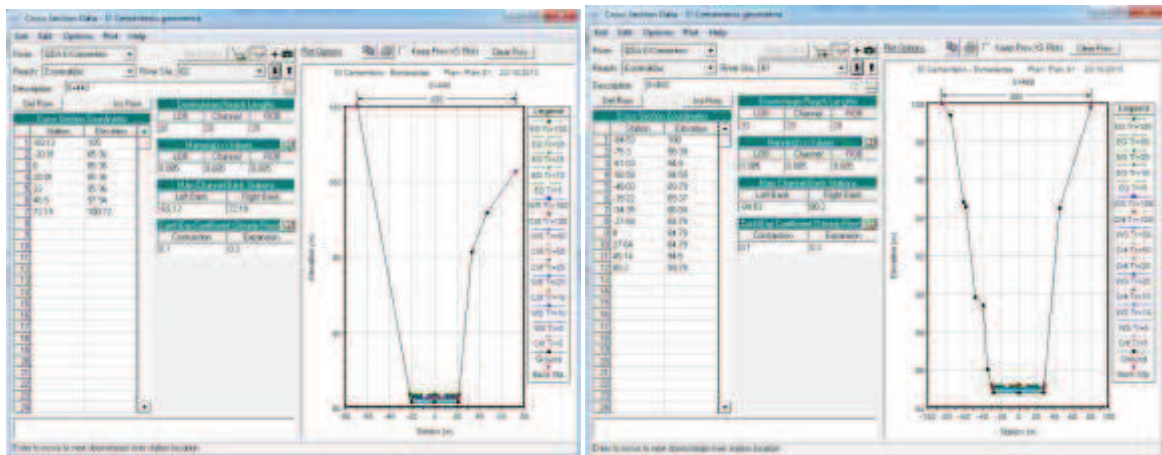
Abscisas 0+360 y 0+380



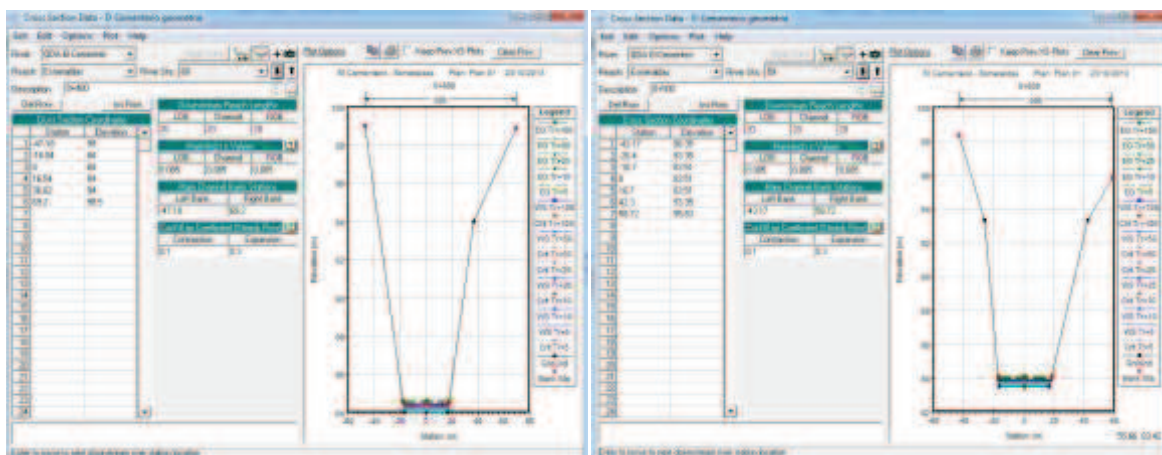
Abscisas 0+400 y 0+420



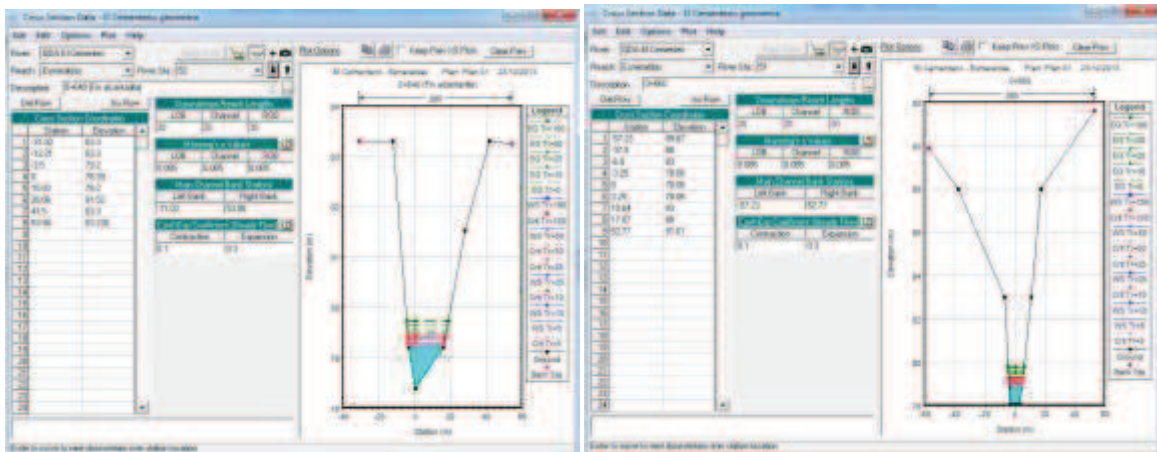
Abscisas 0+440 y 0+460



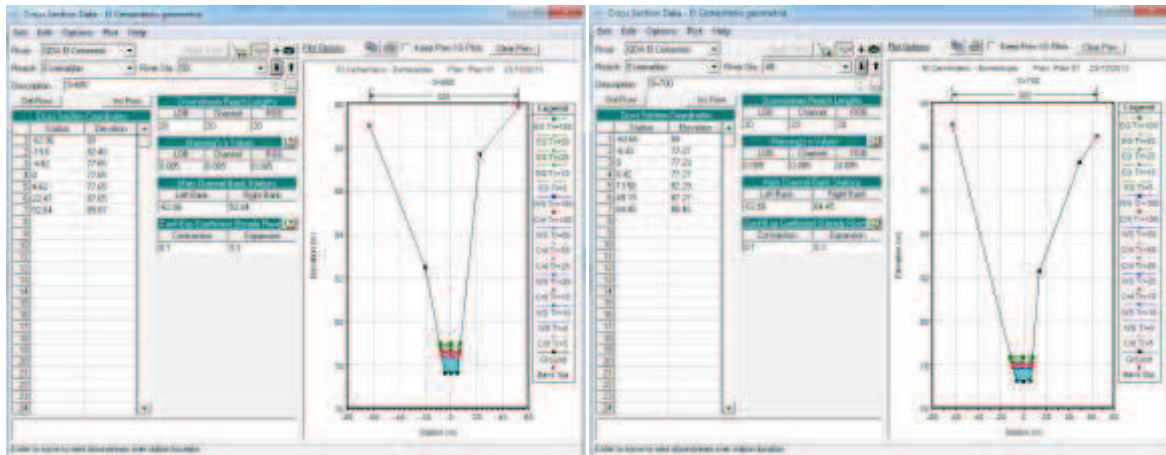
Abscisas 0+480 y 0+500



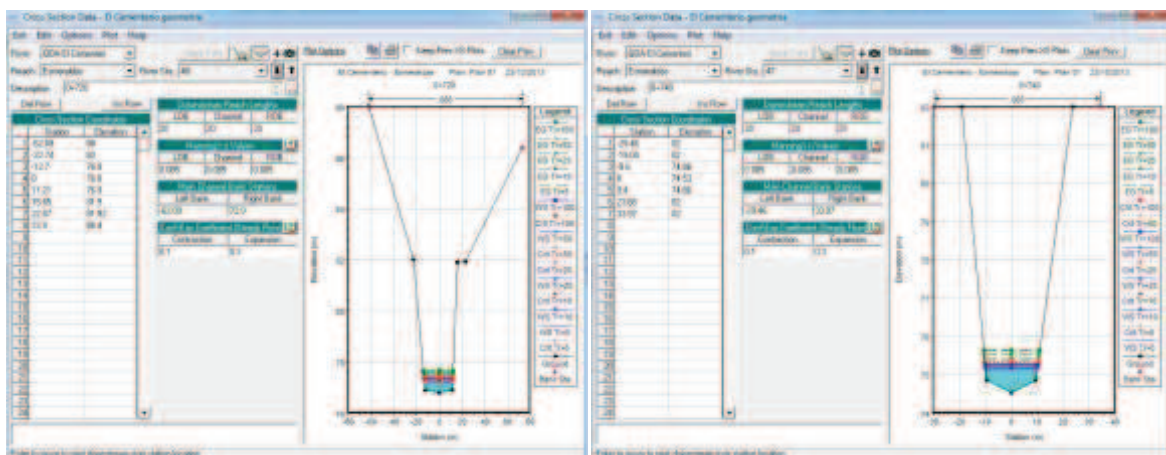
Abscisas 0+640 y 0+660



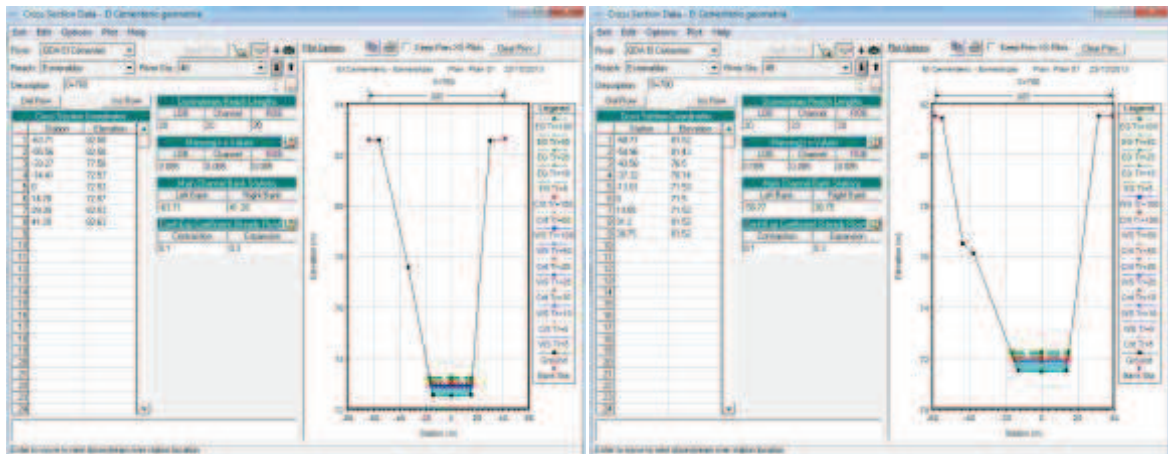
Abscisas 0+680 y 0+700



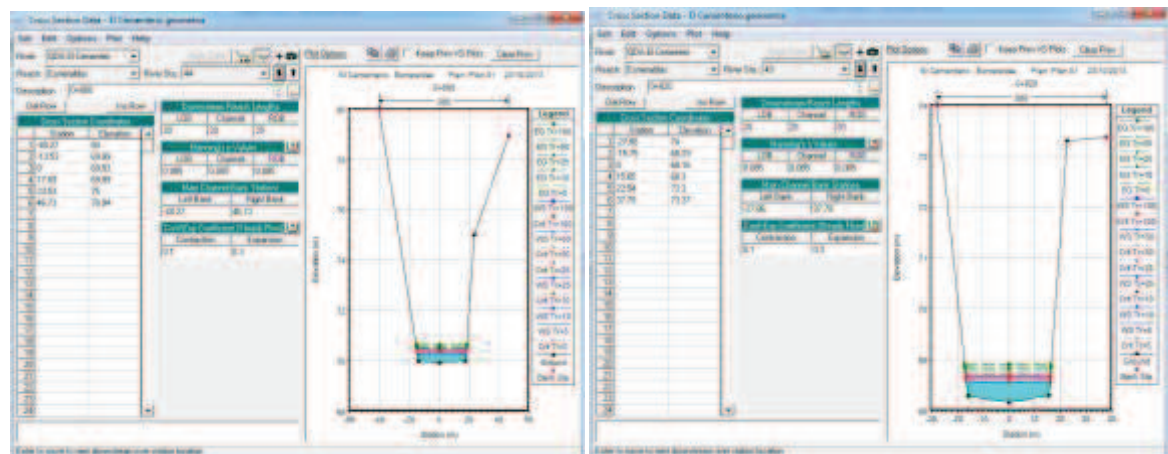
Abscisas 0+720 y 0+740



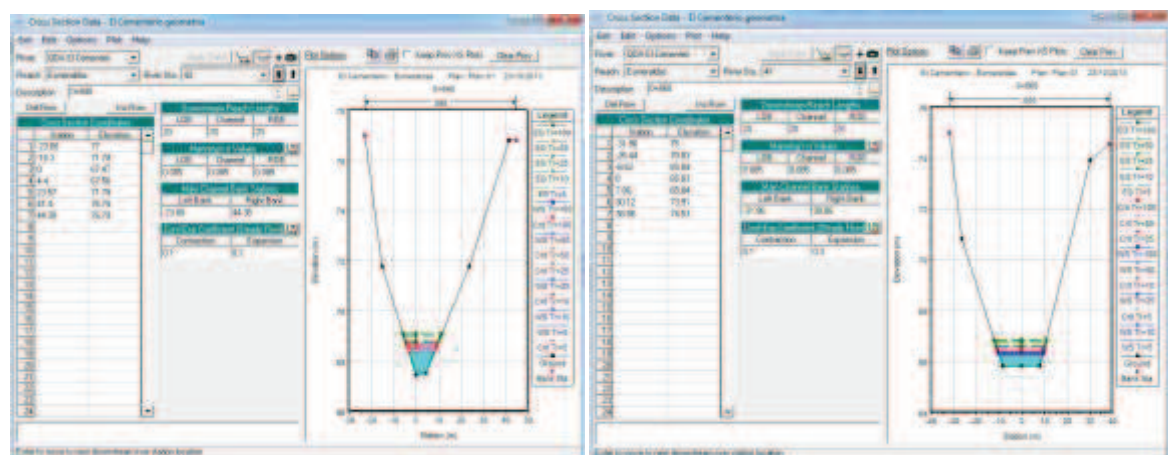
Abscisas 0+760 y 0+780



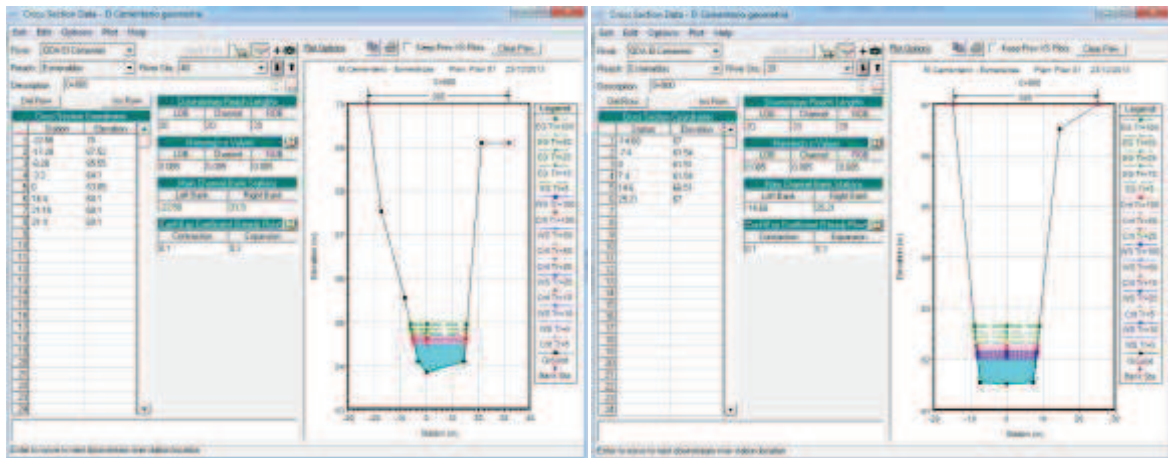
Abscisas 0+800 y 0+820



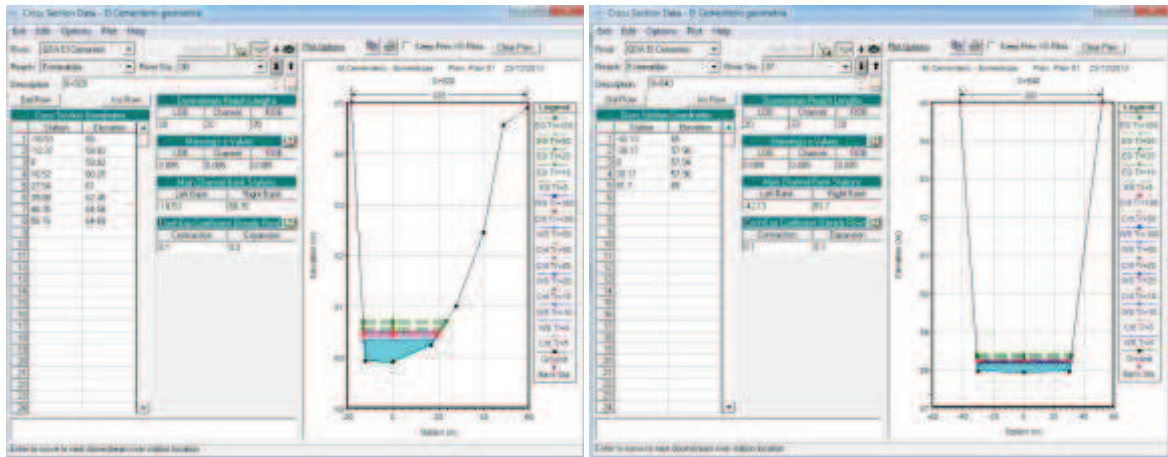
Abscisas 0+840 y 0+860



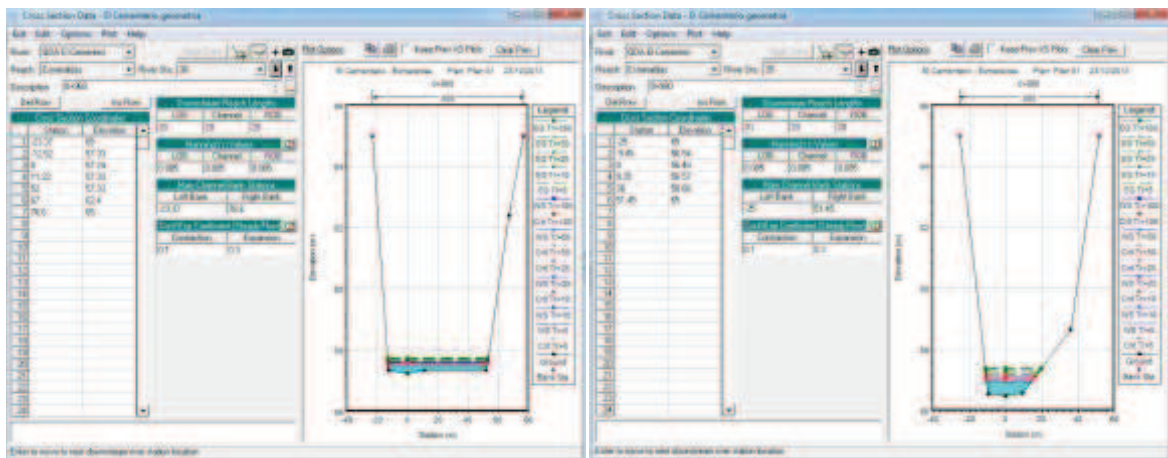
Abscisas 0+880 y 0+900



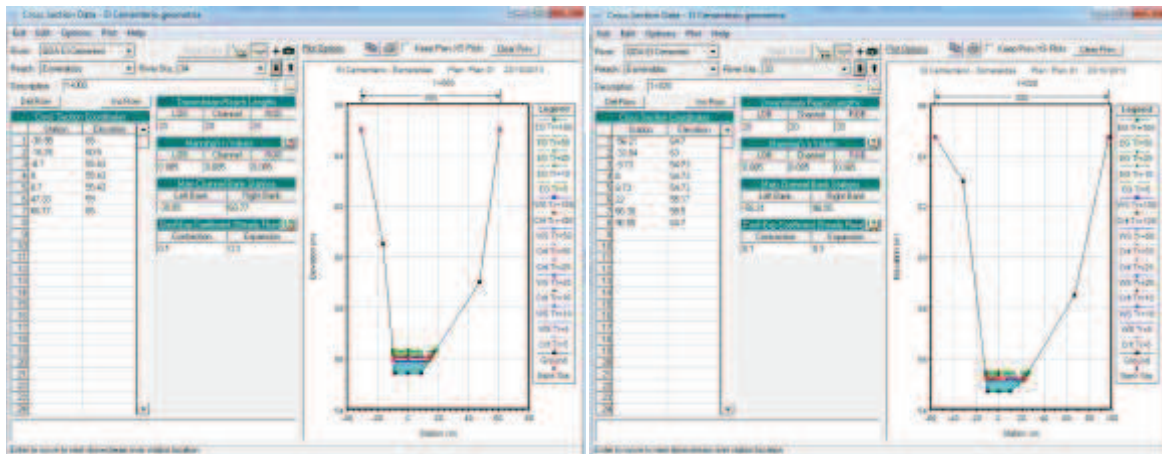
Abscisas 0+920 y 0+940



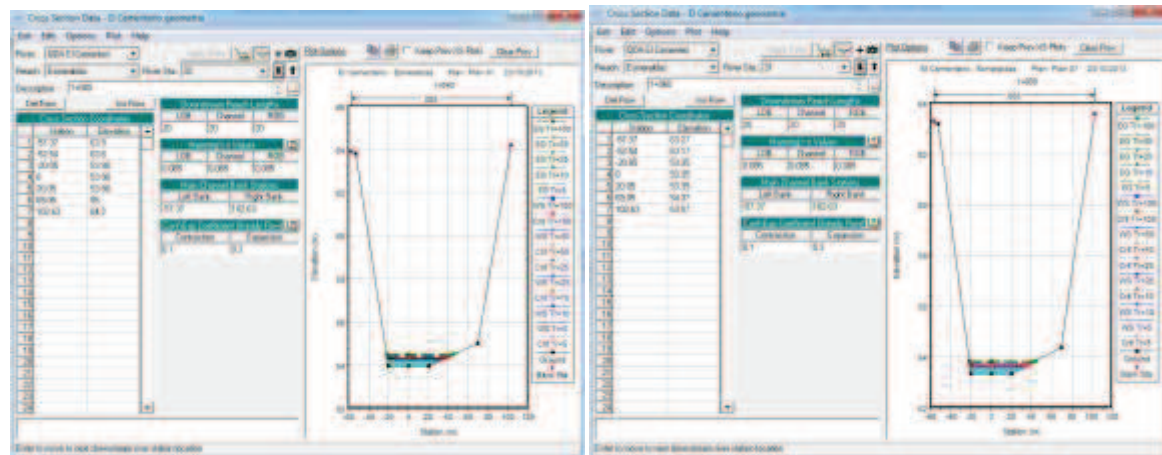
Abscisas 0+960 y 0+980



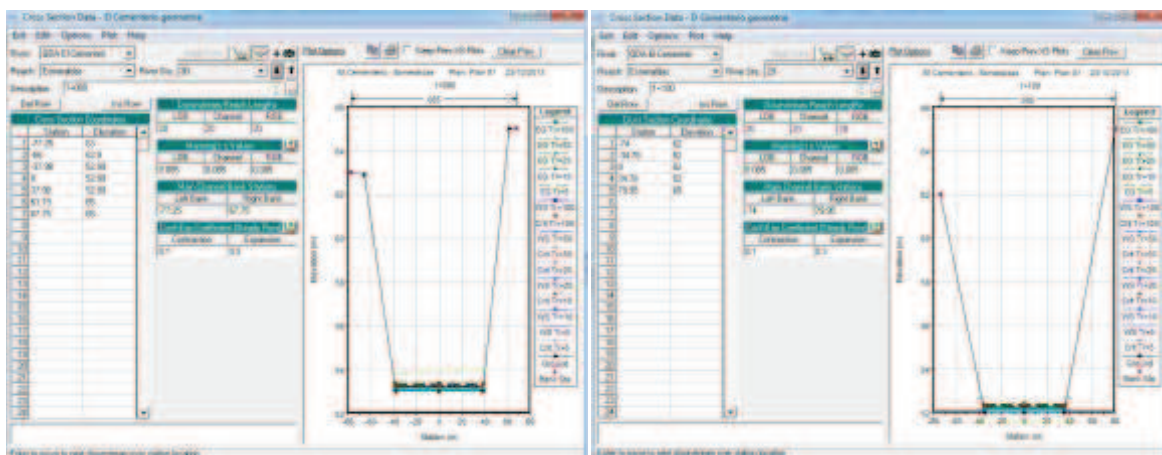
Abscisas 1+000 y 1+020



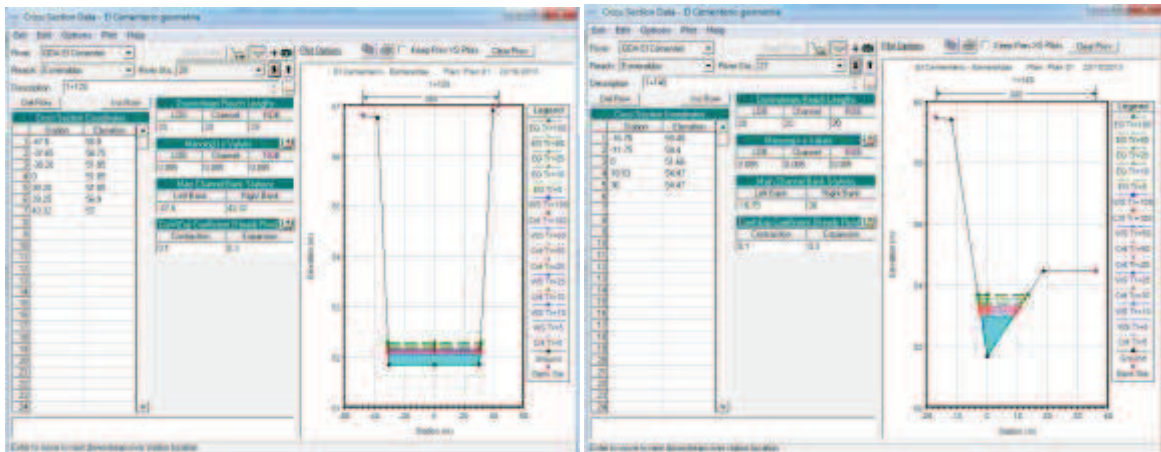
Abscisas 1+040 y 1+060



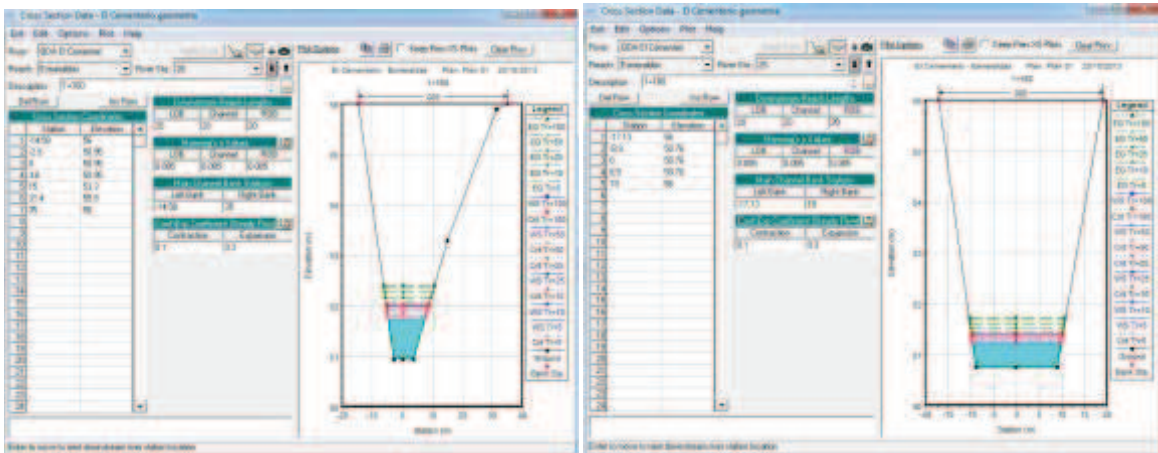
Abscisas 1+080 y 1+100



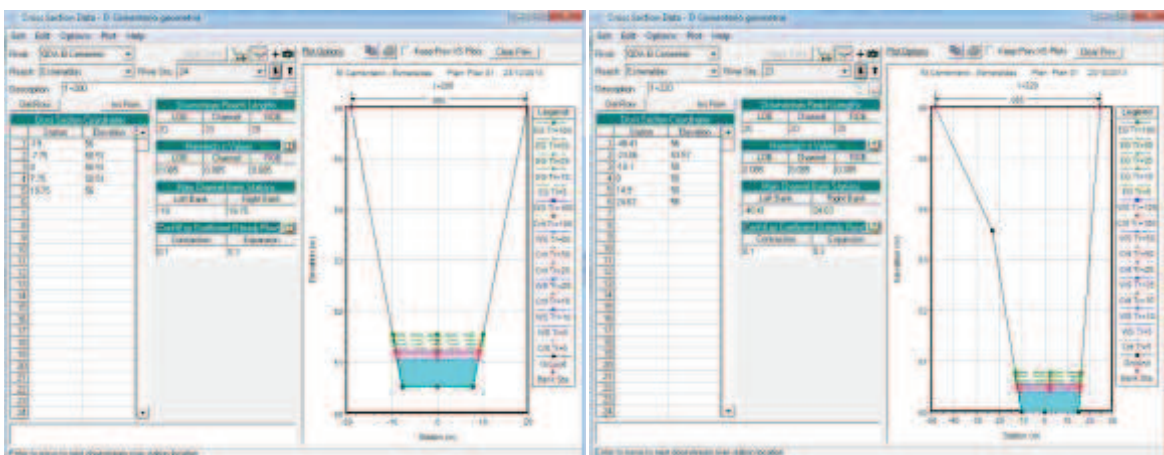
Abscisas 1+120 y 1+140



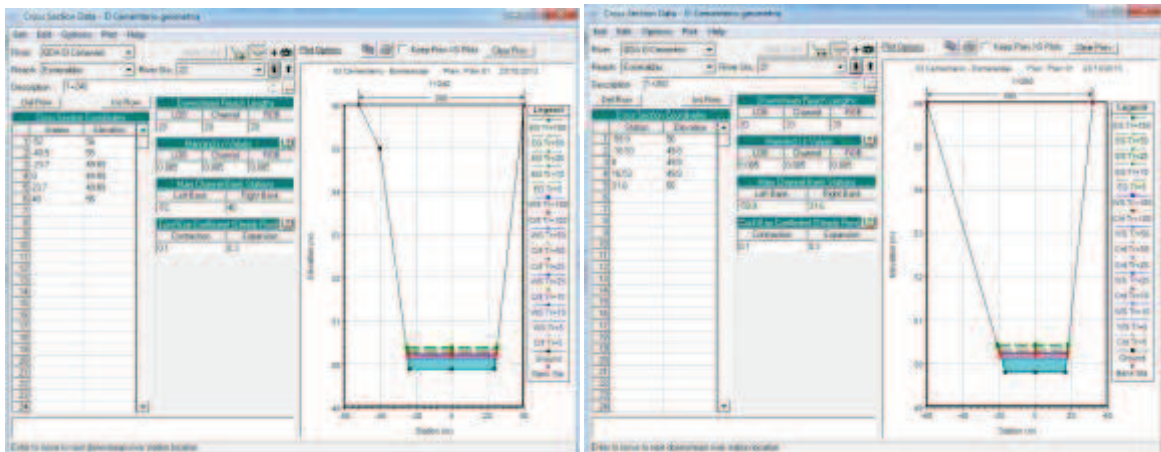
Abscisas 1+160 y 1+180



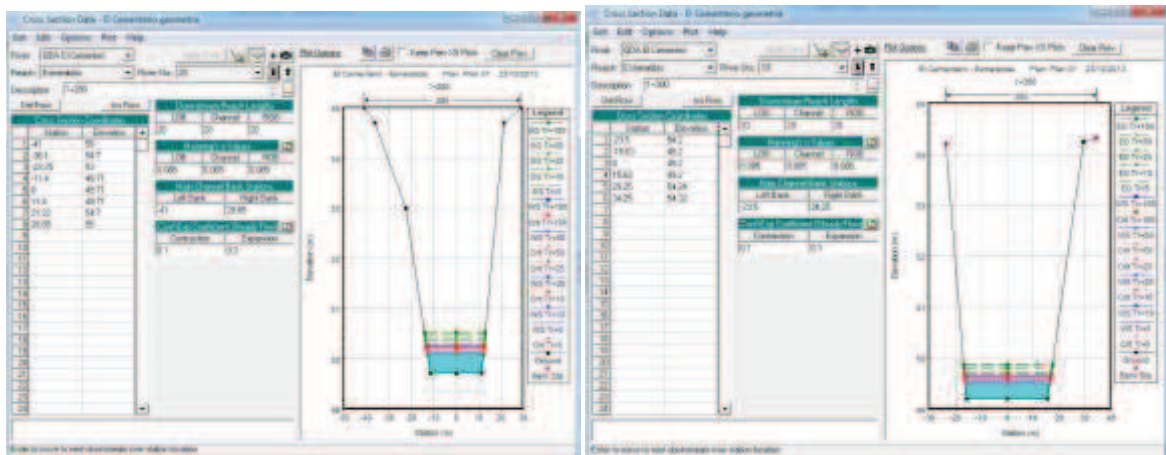
Abscisas 1+200 y 1+220



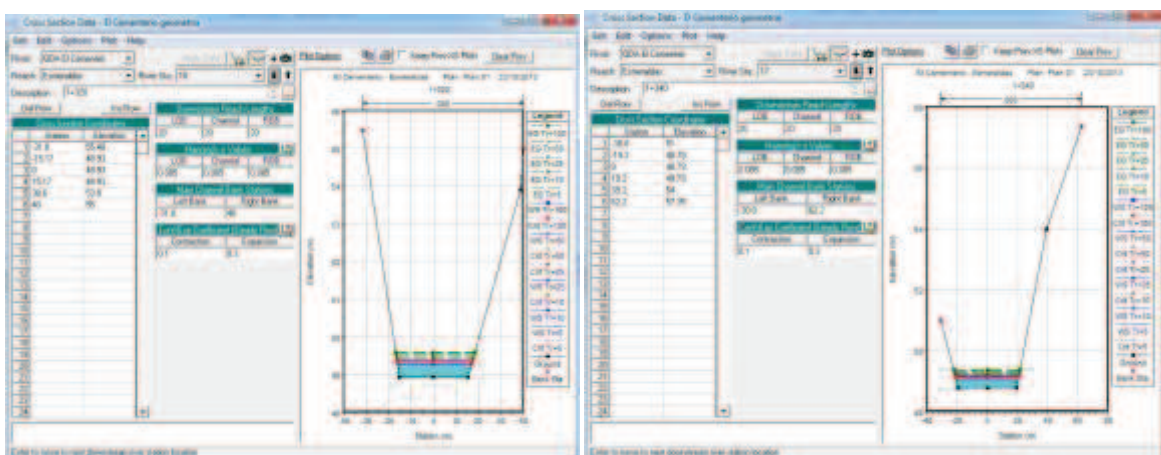
Abscisas 1+240 y 1+260



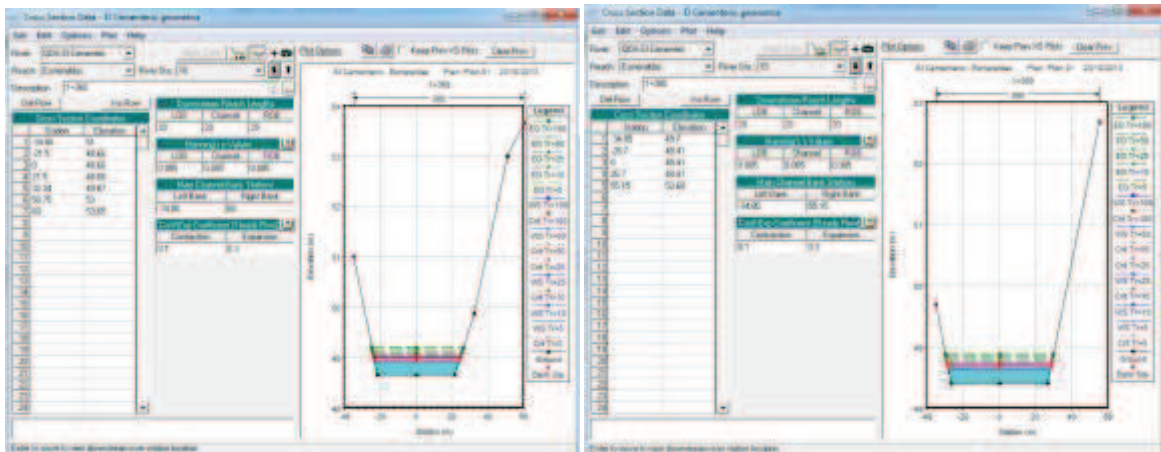
Abscisas 1+280 y 1+300



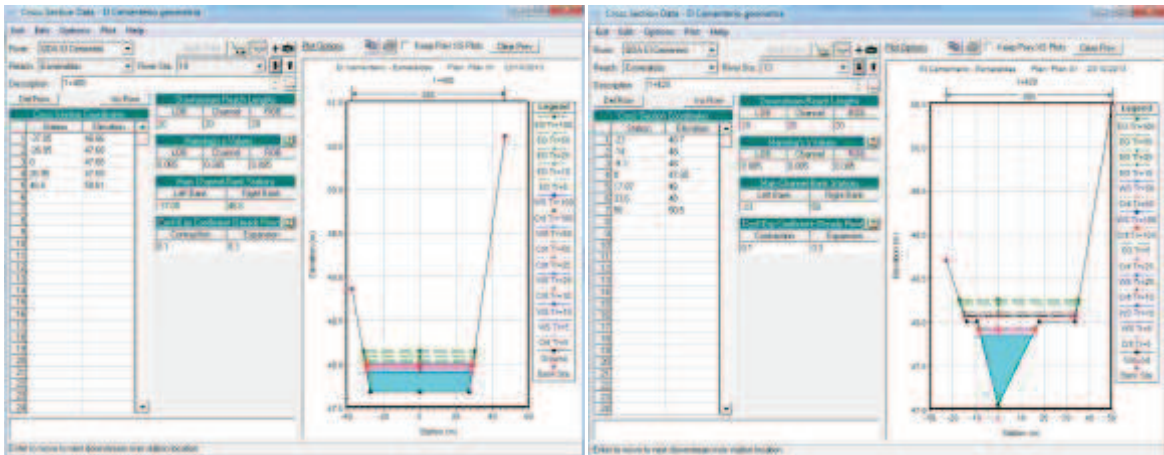
Abscisas 1+320 y 1+340



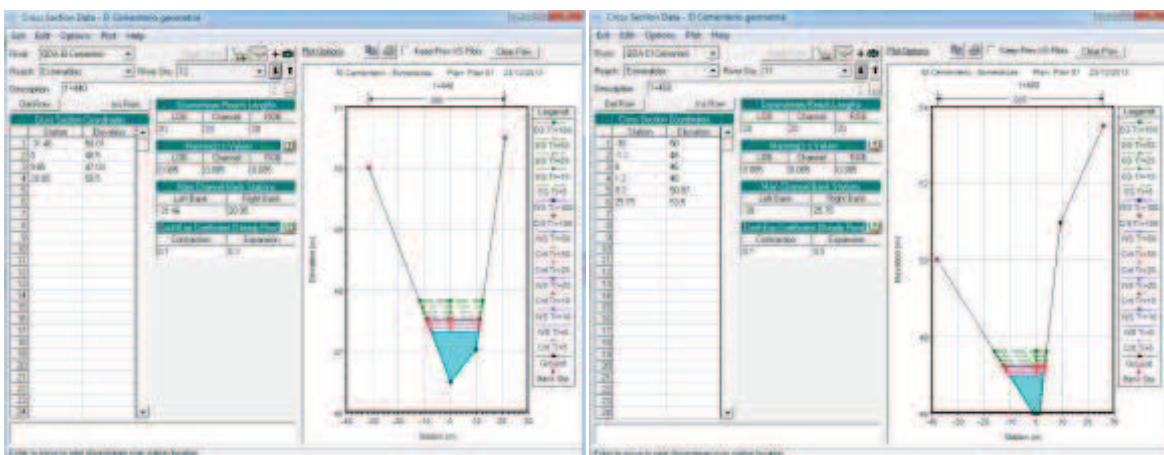
Abscisas 1+360 y 1+380



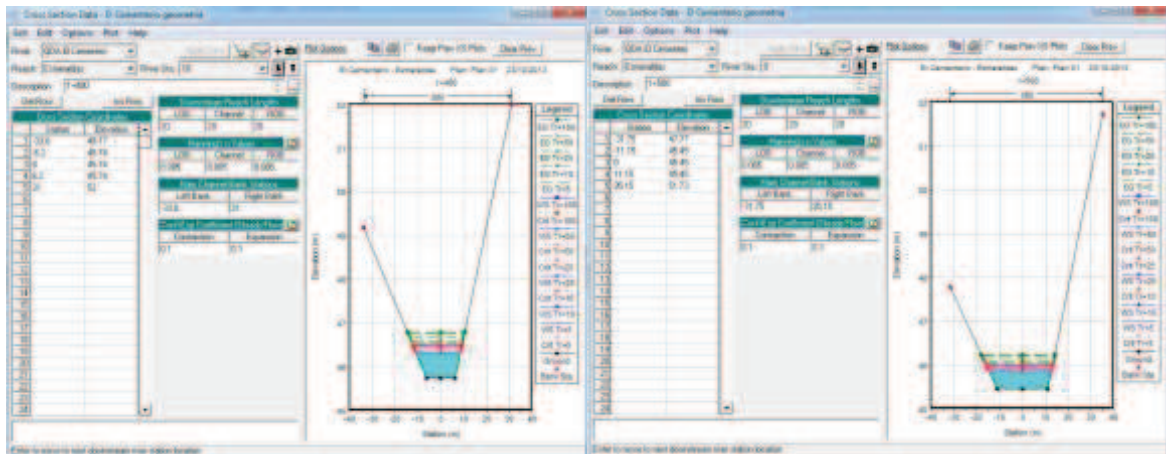
Abscisas 1+400 y 1+420



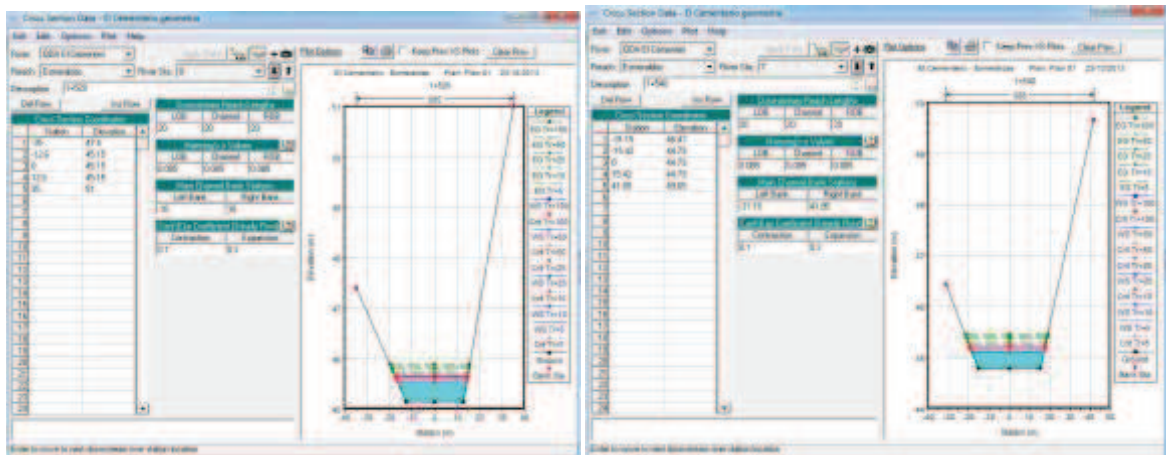
Abscisas 1+440 y 1+460



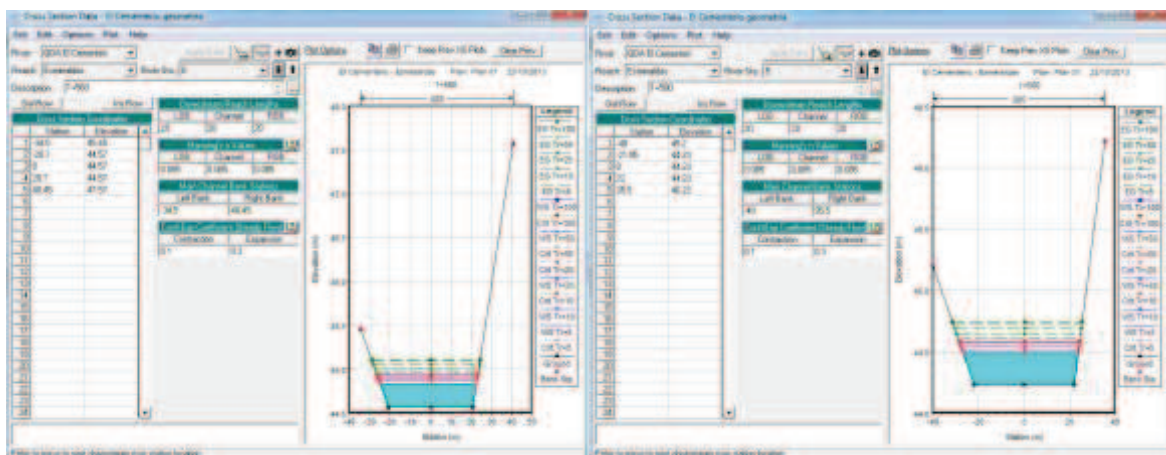
Abscisas 1+480 y 1+500



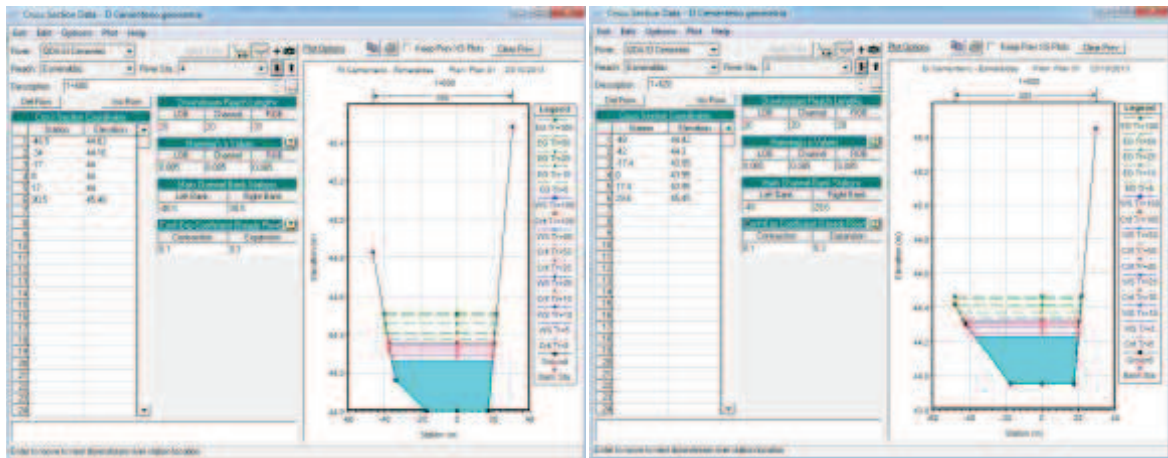
Abscisas 1+520 y 1+540



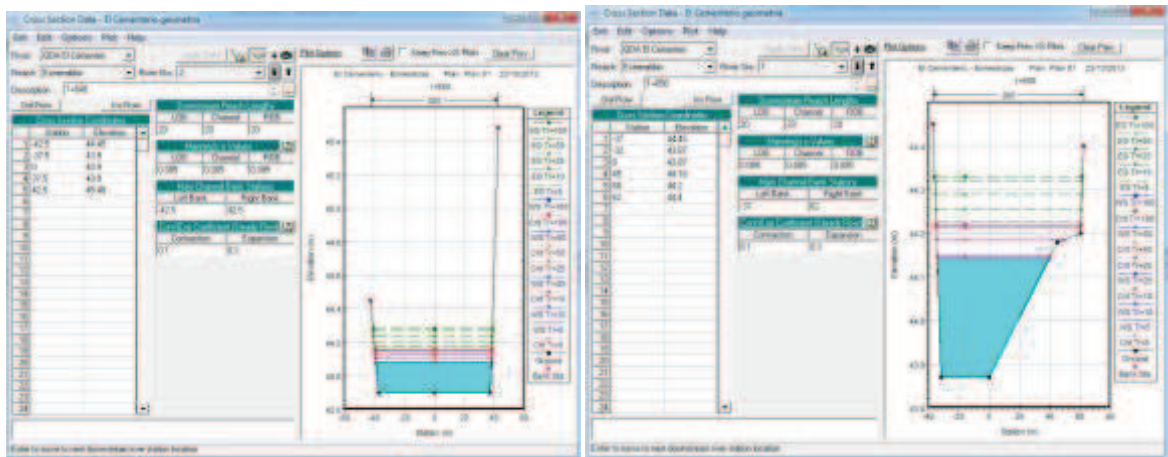
Abscisas 1+560 y 1+580



Abscisas 1+600 y 1+620

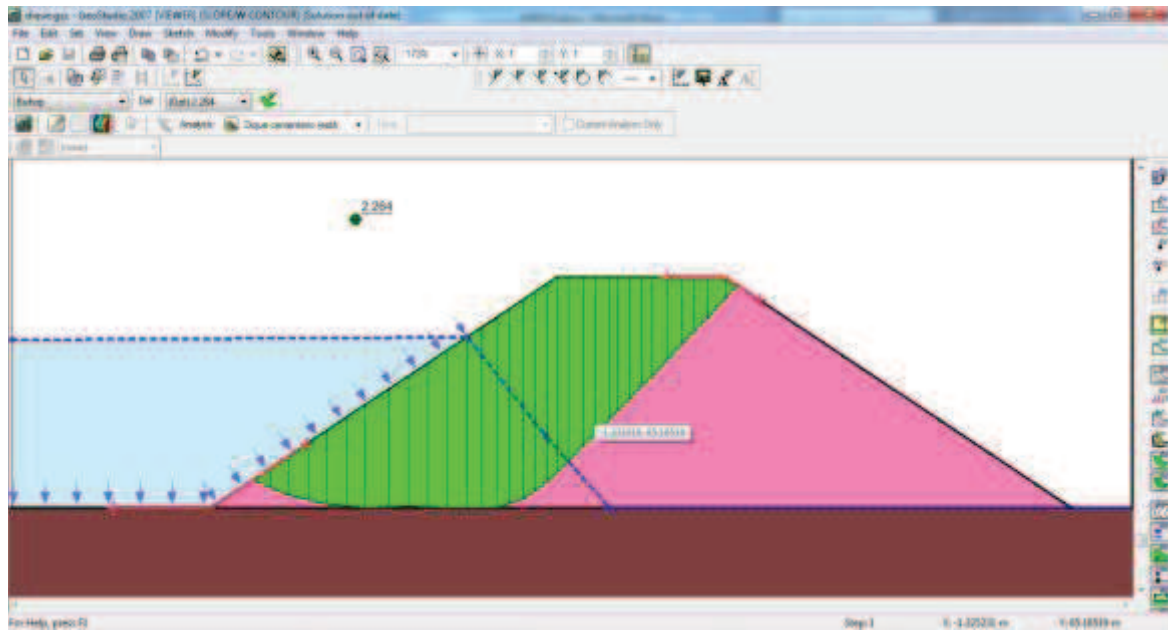


Abscisas 1+640 y 1+658

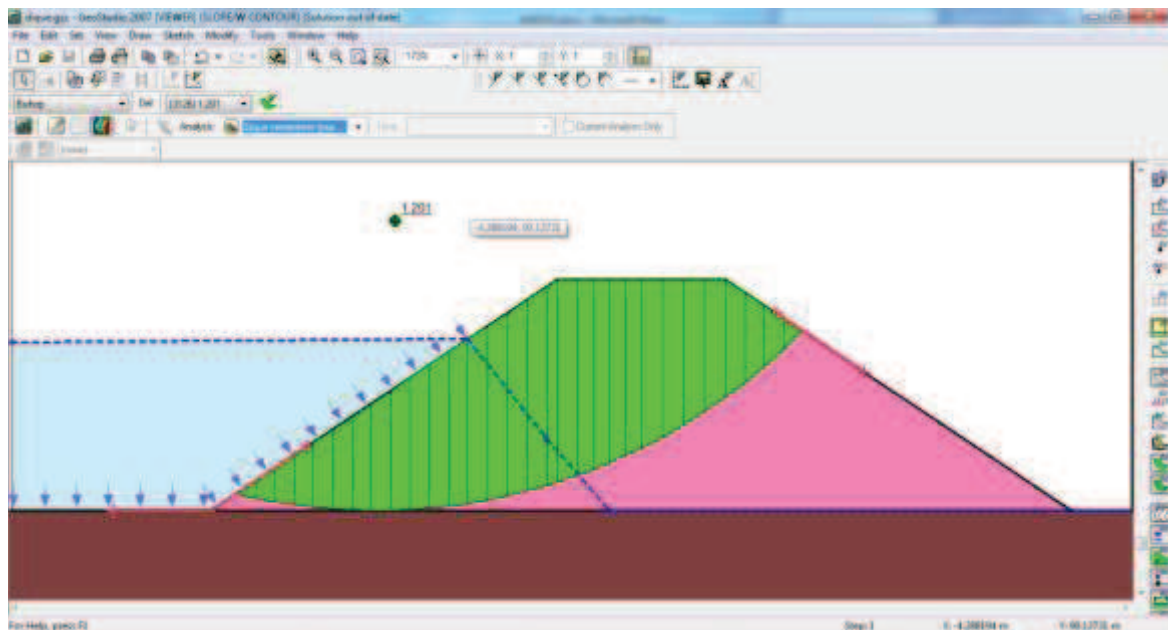


ANEXOS 3:
CAPTURAS DE IMÁGENES DEL PAQUETE
COMPUTACIONAL GEO-SLOPE

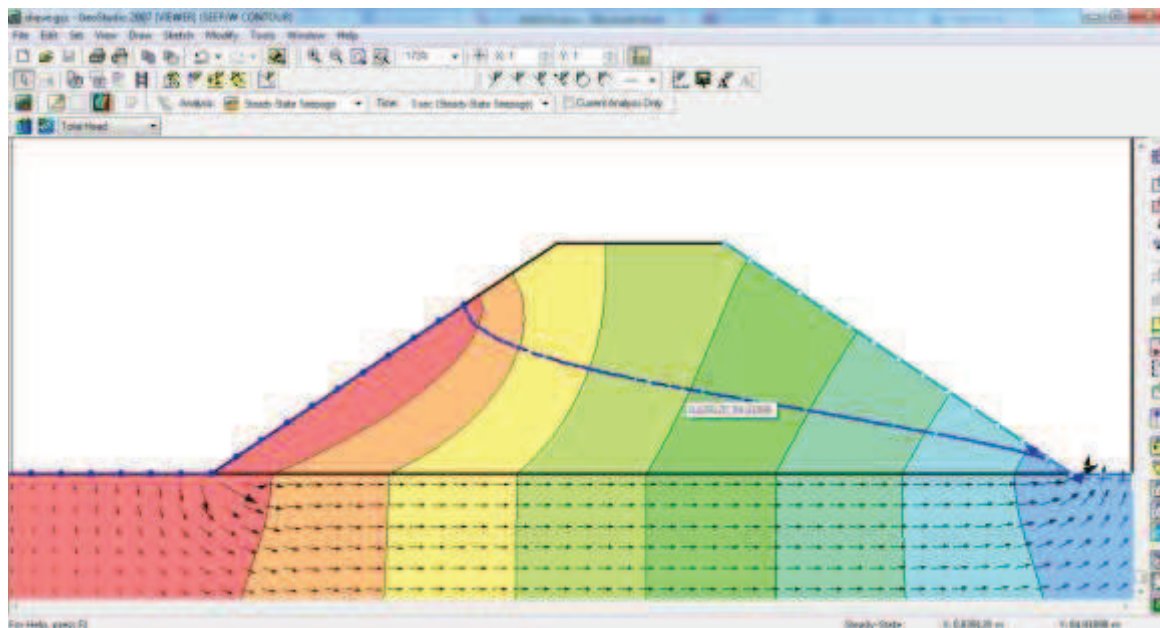
1 Estabilidad de los taludes del dique condición estático.



3.2 Estabilidad de los taludes del dique condición pseudoestático.



3.3 Estado constante de filtración.



3.4 Estratigrafía de los suelos.

PARAMETROS DE ESTRATOS SUELOS		
ESTRATO	C (tn/m ²)	φ (grados)
Suelo preparado	10	18
Suelo natural	5	9

Fuente: Consult piedra Cía. Ltda.

3.5 Resumen de Sondeo

RESUMEN DE SONDEO															
PROYECTO:		DIQUE SAN MARTIN DE PORRES				SONDEO: No.3		COTA: nivel del suelo							
LUGAR:		B. SAN MARTIN DE PORRES ALTO				PROFUNDIDAD: 15m									
UBICACIÓN:		Esmeraldas				NIVEL FREÁTICO: 0,45cm									
FECHA:		26 de Junio del 2013													
MUESTRA #	PROFUNDIDAD		S.T.P.			Sobra cm	N	W %	%FinoT2 00	LL %	LP %	IP %	DESCRIPCION	EST.	SUCS
	desde	hasta	15	15	15										
1	0.00	0.50					48.75	75				Arcilla limosa muy plastica		CH MH	
2	0.50	1.00	1	2	3	5	45.11	75							
3	1.00	2.00	2	3	3	6	47.29	75							
4	2.00	3.00	3	3	4	7	45.97	75							
5	3.00	4.00	1	1	1	2	50.93	75							
6	4.00	5.00	1	2	2	4	55.68	75							
7	5.00	6.00	1	2	2	4	50.78	75							
8	6.00	7.00	1	1	2	3	51.56	75							
9	7.00	8.00	3	3	3	6	63.91	75							
10	8.00	9.00	1	2	2	4	61.91	75							
11	9.00	10.00	1	1	1	2	64.38	75							
12	10.00	11.00	0	0	0	0	0.00	70				Limo organico compresible		OH	
13	11.00	12.00	3	3	4	7	53.20	70							
14	12.00	13.00	0	0	0	0	0.00	70							
15	13.00	14.00	9	14	16	30	45.08	80				Limo arcilloso plastico		ML	
16	14.00	15.00	11	13	18	31	43.65	80							

Fuente: Consult piedra Cía. Ltda.

ANEXOS 4:
CAPTURAS DE IMÁGENES DEL PAQUETE
COMPUTACIONAL FLOW-MASTER

4.1 Velocidades es sitios de control a ubicar obras de control de erosión del cauce

Abscisa 0+730.77 sin obra de control.

Worksheet : 0+730.77 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula

Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,113500	m/m
Water Surface Elevation:	0,36	m
Elevation Range:	0,00 to 0,36	
Discharge:	6,8644	m ³ /s

Flow Area:	4,8 m ²
Wetted Perimeter:	22,72 m
Top Width:	22,65 m
Actual Depth:	0,36 m
Critical Elevation:	0,36 m
Critical Slope:	0,119490 m/m
Velocity:	1,42 m/s
Velocity Head:	0,10 m
Specific Energy:	0,46 m
Froude Number:	0,98
Flow Type:	Subcritical

Water elevation exceeds lowest end station by 0,62335958e-2 ft.

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help

Abscisa 0+730.77 con obra de control.

Worksheet : 0+730.77 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,020000	m/m
Water Surface Elevation:	0,23	m
Elevation Range:	0,00 to 0,23	
Discharge:	3,3384	m ³ /s

Flow Area:	5,4 m ²
Wetted Perimeter:	24,39 m
Top Width:	24,26 m
Actual Depth:	0,23 m
Critical Elevation:	0,13 m
Critical Slope:	0,142077 m/m
Velocity:	0,61 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	0,25 m
Froude Number:	0,41
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help


Abscisa 0+757.15 sin obra de control.

Worksheet : 0+757.16 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,100000	m/m
Water Surface Elevation:	0,22	m
Elevation Range:	0,00 to 0,22	
Discharge:	7,8632	m ³ /s

Flow Area:	6,1	m ²
Wetted Perimeter:	30,10	m
Top Width:	30,00	m
Actual Depth:	0,22	m
Critical Elevation:	0,20	m
Critical Slope:	0,123433	m/m
Velocity:	1,29	m/s
Velocity Head:	0,08	m
Specific Energy:	0,30	m
Froude Number:	0,91	
Flow Type:	Subcritical	

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+757.15 con obra de control.

Worksheet : 0+757.15 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 

Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,020000	m/m
Water Surface Elevation:	0,21	m
Elevation Range:	0,00 to 0,21	
Discharge:	4,3064	m ³ /s

Flow Area:	7,4	m ²
Wetted Perimeter:	35,41	m
Top Width:	35,32	m
Actual Depth:	0,21	m
Critical Elevation:	0,12	m
Critical Slope:	0,145578	m/m
Velocity:	0,58	m/s
Velocity Head:	0,02	m
Specific Energy:	0,23	m
Froude Number:	0,41	
Flow Type:	Subcritical	

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 

Abscisa 0+777.77 sin obra de control.

Worksheet : 0+777.77 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula

Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,051500	m/m
Water Surface Elevation:	0,29	m
Elevation Range:	0,00 to 0,29	
Discharge:	8,0664	m ³ /s

Flow Area:	7,3 m ²
Wetted Perimeter:	27,89 m
Top Width:	27,76 m
Actual Depth:	0,29 m
Critical Elevation:	0,23 m
Critical Slope:	0,120461 m/m
Velocity:	1,10 m/s
Velocity Head:	0,06 m
Specific Energy:	0,35 m
Froude Number:	0,68
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help

Abscisa 0+777.77 con obra de control.

Worksheet : 0+777.77 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,020000	m/m
Water Surface Elevation:	0,22	m
Elevation Range:	0,00 to 0,22	
Discharge:	4,5127	m ³ /s

Flow Area:	7,5 m ²
Wetted Perimeter:	34,88 m
Top Width:	34,79 m
Actual Depth:	0,22 m
Critical Elevation:	0,12 m
Critical Slope:	0,143454 m/m
Velocity:	0,60 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	0,24 m
Froude Number:	0,41
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help


Abscisa 0+796.70 sin obra de control.

Worksheet : 0+796.70 SO

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,078500	m/m
Water Surface Elevation:	0,25	m
Elevation Range:	0,00 to 0,25	
Discharge:	8,1241	m ³ /s

Flow Area:	6,9	m ²
Wetted Perimeter:	32,12	m
Top Width:	32,04	m
Actual Depth:	0,25	m
Critical Elevation:	0,22	m
Critical Slope:	0,124126	m/m
Velocity:	1,18	m/s
Velocity Head:	0,07	m
Specific Energy:	0,32	m
Froude Number:	0,81	
Flow Type:	Subcritical	




Abscisa 0+796.70 con obra de control.

Worksheet : 0+796.70 CO

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,020000	m/m
Water Surface Elevation:	0,20	m
Elevation Range:	0,00 to 0,21	
Discharge:	4,5788	m ³ /s

Flow Area:	8,0	m ²
Wetted Perimeter:	39,99	m
Top Width:	39,92	m
Actual Depth:	0,20	m
Critical Elevation:	0,11	m
Critical Slope:	0,147518	m/m
Velocity:	0,57	m/s
Velocity Head:	0,02	m
Specific Energy:	0,22	m
Froude Number:	0,41	
Flow Type:	Subcritical	



Abscisa 0+814.60 sin obra de control.


Worksheet : 0+814.60 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 

Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,088500	m/m
Water Surface Elevation:	0,29	m
Elevation Range:	0,00 to 0,29	
Discharge:	8,6413	m ³ /s


Flow Area:	6,8 m ²
Wetted Perimeter:	31,61 m
Top Width:	31,50 m
Actual Depth:	0,29 m
Critical Elevation:	0,27 m
Critical Slope:	0,122165 m/m
Velocity:	1,26 m/s
Velocity Head:	0,08 m
Specific Energy:	0,37 m
Froude Number:	0,86
Flow Type:	Subcritical

Water elevation exceeds lowest end station by 0,45931759e-2 ft.

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+814.60 con obra de control.

Worksheet : 0+814.60 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,019000	m/m
Water Surface Elevation:	0,24	m
Elevation Range:	0,00 to 0,24	
Discharge:	5,0810	m ³ /s

Flow Area:	8,3 m ²
Wetted Perimeter:	35,27 m
Top Width:	35,12 m
Actual Depth:	0,24 m
Critical Elevation:	0,13 m
Critical Slope:	0,140486 m/m
Velocity:	0,62 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	0,26 m
Froude Number:	0,41
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+856.50 sin obra de control.

Worksheet : 0+856.50 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,082000	m/m
Water Surface Elevation:	0,23	m
Elevation Range:	0,00 to 0,23	
Discharge:	8,7392	m ³ /s

Flow Area:	7,0	m ²
Wetted Perimeter:	31,42	m
Top Width:	31,34	m
Actual Depth:	0,23	m
Critical Elevation:	0,21	m
Critical Slope:	0,121532	m/m
Velocity:	1,24	m/s
Velocity Head:	0,08	m
Specific Energy:	0,31	m
Froude Number:	0,84	
Flow Type:	Subcritical	

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+856.50 con obra de control.

Worksheet : 0+856.50 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,018000	m/m
Water Surface Elevation:	0,26	m
Elevation Range:	0,00 to 0,26	
Discharge:	5,1947	m ³ /s

Flow Area:	8,2	m ²
Wetted Perimeter:	32,71	m
Top Width:	32,65	m
Actual Depth:	0,26	m
Critical Elevation:	0,14	m
Critical Slope:	0,136474	m/m
Velocity:	0,63	m/s
Velocity Head:	0,02	m
Specific Energy:	0,28	m
Froude Number:	0,40	
Flow Type:	Subcritical	

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+873.45 sin obra de control.

Worksheet : 0+873.45 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,099000	m/m
Water Surface Elevation:	0,43	m
Elevation Range:	0,00 to 0,43	
Discharge:	8,8372	m ³ /s

Flow Area:	5,5 m ²
Wetted Perimeter:	18,96 m
Top Width:	18,88 m
Actual Depth:	0,43 m
Critical Elevation:	0,42 m
Critical Slope:	0,108573 m/m
Velocity:	1,62 m/s
Velocity Head:	0,13 m
Specific Energy:	0,56 m
Froude Number:	0,96
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+873.45 con obra de control.

Worksheet : 0+873.45 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,010000	m/m
Water Surface Elevation:	0,39	m
Elevation Range:	0,00 to 0,39	
Discharge:	5,2755	m ³ /s

Flow Area:	8,7 m ²
Wetted Perimeter:	23,20 m
Top Width:	22,99 m
Actual Depth:	0,39 m
Critical Elevation:	0,18 m
Critical Slope:	0,126278 m/m
Velocity:	0,61 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	0,41 m
Froude Number:	0,32
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+893.52 sin obra de control.

Worksheet : 0+893.52 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,117000	m/m
Water Surface Elevation:	0,37	m
Elevation Range:	0,00 to 0,37	
Discharge:	10,3671	m ³ /s

Flow Area:	5,4 m ²
Wetted Perimeter:	16,03 m
Top Width:	15,83 m
Actual Depth:	0,37 m
Critical Elevation:	0,38 m
Critical Slope:	0,102244 m/m
Velocity:	1,94 m/s
Velocity Head:	0,19 m
Specific Energy:	0,56 m
Froude Number:	1,06
Flow Type:	Supercritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+893.52 con obra de control.

Worksheet : 0+893.52 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,005000	m/m
Water Surface Elevation:	0,64	m
Elevation Range:	0,00 to 0,64	
Discharge:	6,8050	m ³ /s

Flow Area:	11,5 m ²
Wetted Perimeter:	19,28 m
Top Width:	18,75 m
Actual Depth:	0,64 m
Critical Elevation:	0,25 m
Critical Slope:	0,115077 m/m
Velocity:	0,59 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	0,65 m
Froude Number:	0,24
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+914.32 sin obra de control.

Worksheet : 0+914.32 S0

Solve for: Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	<input type="text" value="0,085"/>	
Slope:	<input type="text" value="0,079500"/>	m/m
Water Surface Elevation:	<input type="text" value="0,38"/>	m
Elevation Range:	<input type="text" value="0,00 to 0,38"/>	
Discharge:	<input type="text" value="10,8618"/>	m ³ /s

Flow Area:	<input type="text" value="7,9"/>	m ²
Wetted Perimeter:	<input type="text" value="29,51"/>	m
Top Width:	<input type="text" value="29,38"/>	m
Actual Depth:	<input type="text" value="0,38"/>	m
Critical Elevation:	<input type="text" value="0,35"/>	m
Critical Slope:	<input type="text" value="0,113267"/>	m/m
Velocity:	<input type="text" value="1,38"/>	m/s
Velocity Head:	<input type="text" value="0,10"/>	m
Specific Energy:	<input type="text" value="0,47"/>	m
Froude Number:	<input type="text" value="0,85"/>	
Flow Type:	<input type="text" value="Subcritical"/>	




Abscisa 0+914.32 con obra de control.

Worksheet : 0+914.32 C0

Solve for: Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	<input type="text" value="0,085"/>	
Slope:	<input type="text" value="0,016000"/>	m/m
Water Surface Elevation:	<input type="text" value="0,28"/>	m
Elevation Range:	<input type="text" value="0,00 to 0,28"/>	
Discharge:	<input type="text" value="7,3215"/>	m ³ /s

Flow Area:	<input type="text" value="11,9"/>	m ²
Wetted Perimeter:	<input type="text" value="44,47"/>	m
Top Width:	<input type="text" value="44,39"/>	m
Actual Depth:	<input type="text" value="0,28"/>	m
Critical Elevation:	<input type="text" value="0,15"/>	m
Critical Slope:	<input type="text" value="0,135046"/>	m/m
Velocity:	<input type="text" value="0,62"/>	m/s
Velocity Head:	<input type="text" value="0,02"/>	m
Specific Energy:	<input type="text" value="0,30"/>	m
Froude Number:	<input type="text" value="0,38"/>	
Flow Type:	<input type="text" value="Subcritical"/>	




Abscisa 0+933.45 sin obra de control.

Worksheet : 0+933.45 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,099000	m/m
Water Surface Elevation:	0,16	m
Elevation Range:	0,00 to 0,16	
Discharge:	10,9208	m ³ /s

Flow Area:	9,9	m ²
Wetted Perimeter:	61,13	m
Top Width:	61,05	m
Actual Depth:	0,16	m
Critical Elevation:	0,15	m
Critical Slope:	0,134026	m/m
Velocity:	1,10	m/s
Velocity Head:	0,06	m
Specific Energy:	0,23	m
Froude Number:	0,87	
Flow Type:	Subcritical	

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+933.45 con obra de control.

Worksheet : 0+933.45 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,020000	m/m
Water Surface Elevation:	0,20	m
Elevation Range:	0,00 to 0,20	
Discharge:	7,3828	m ³ /s

Flow Area:	13,1	m ²
Wetted Perimeter:	66,13	m
Top Width:	66,04	m
Actual Depth:	0,20	m
Critical Elevation:	0,11	m
Critical Slope:	0,148521	m/m
Velocity:	0,56	m/s
Velocity Head:	0,02	m
Specific Energy:	0,22	m
Froude Number:	0,41	
Flow Type:	Subcritical	

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+977.25 sin obra de control.

Worksheet : 0+977.25 S0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,038000	m/m
Water Surface Elevation:	0,43	m
Elevation Range:	0,00 to 0,43	
Discharge:	11,1655	m ³ /s

Flow Area:	9,3 m ²
Wetted Perimeter:	24,42 m
Top Width:	24,28 m
Actual Depth:	0,43 m
Critical Elevation:	0,32 m
Critical Slope:	0,107655 m/m
Velocity:	1,20 m/s
Velocity Head:	0,07 m
Specific Energy:	0,51 m
Froude Number:	0,62
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 0+977.25 con obra de control.

Worksheet : 0+977.55 C0

Solve for: Discharge Manning's Formula 


Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,012000	m/m
Water Surface Elevation:	0,36	m
Elevation Range:	0,00 to 0,36	
Discharge:	7,6214	m ³ /s

Flow Area:	12,5 m ²
Wetted Perimeter:	38,42 m
Top Width:	38,38 m
Actual Depth:	0,36 m
Critical Elevation:	0,18 m
Critical Slope:	0,127873 m/m
Velocity:	0,61 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	0,38 m
Froude Number:	0,34
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 

Abscisa 1+460.20 sin obra de control.


Worksheet : 1+460.20 SO

Solve for: Discharge Manning's Formula 

Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,025000	m/m
Water Surface Elevation:	1,24	m
Elevation Range:	0,00 to 1,24	
Discharge:	16,1403	m ³ /s


Flow Area:	11,0 m ²
Wetted Perimeter:	15,78 m
Top Width:	15,34 m
Actual Depth:	1,24 m
Critical Elevation:	0,94 m
Critical Slope:	0,088953 m/m
Velocity:	1,46 m/s
Velocity Head:	0,11 m
Specific Energy:	1,35 m
Froude Number:	0,55
Flow Type:	Subcritical

Water elevation exceeds lowest end station by 0,42650919e-2 ft.

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 


Abscisa 1+460.20 con obra de control.

Worksheet : 1+460.20 CO

Solve for: Discharge Manning's Formula 

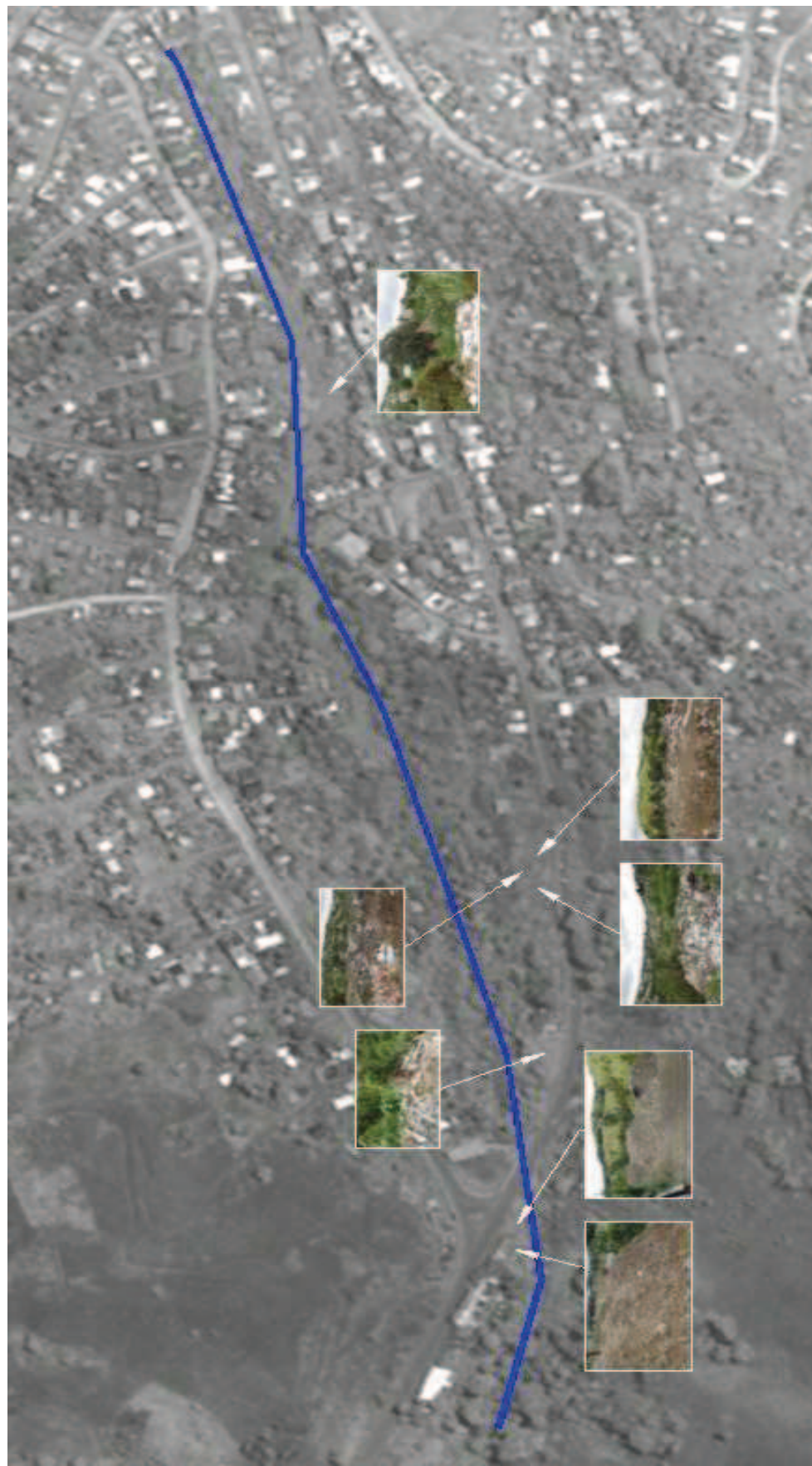
Mannings Coefficient:	0,085	
Slope:	0,002500	m/m
Water Surface Elevation:	1,30	m
Elevation Range:	0,00 to 1,30	
Discharge:	12,6079	m ³ /s

Flow Area:	20,7 m ²
Wetted Perimeter:	19,54 m
Top Width:	18,64 m
Actual Depth:	1,30 m
Critical Elevation:	0,44 m
Critical Slope:	0,097584 m/m
Velocity:	0,61 m/s
Velocity Head:	0,02 m
Specific Energy:	1,31 m
Froude Number:	0,19
Flow Type:	Subcritical

Solve Report... Edit Section... Options... Close Help 

**ANEXOS 5:
REFERENCIA A FIGURAS**

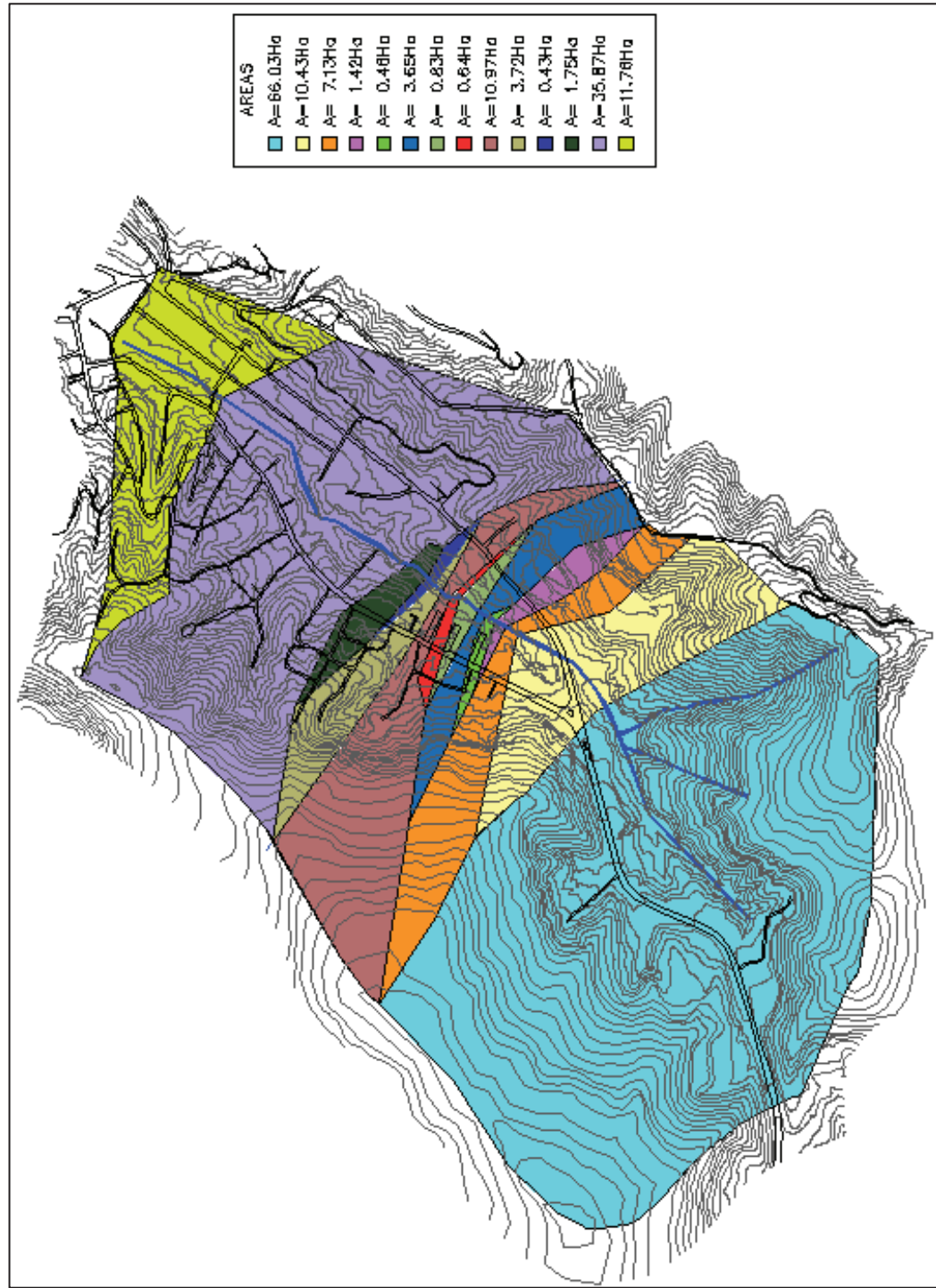
Figura 6.7: Ubicación de la presencia de escombros



Fuente: Google Earth

Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

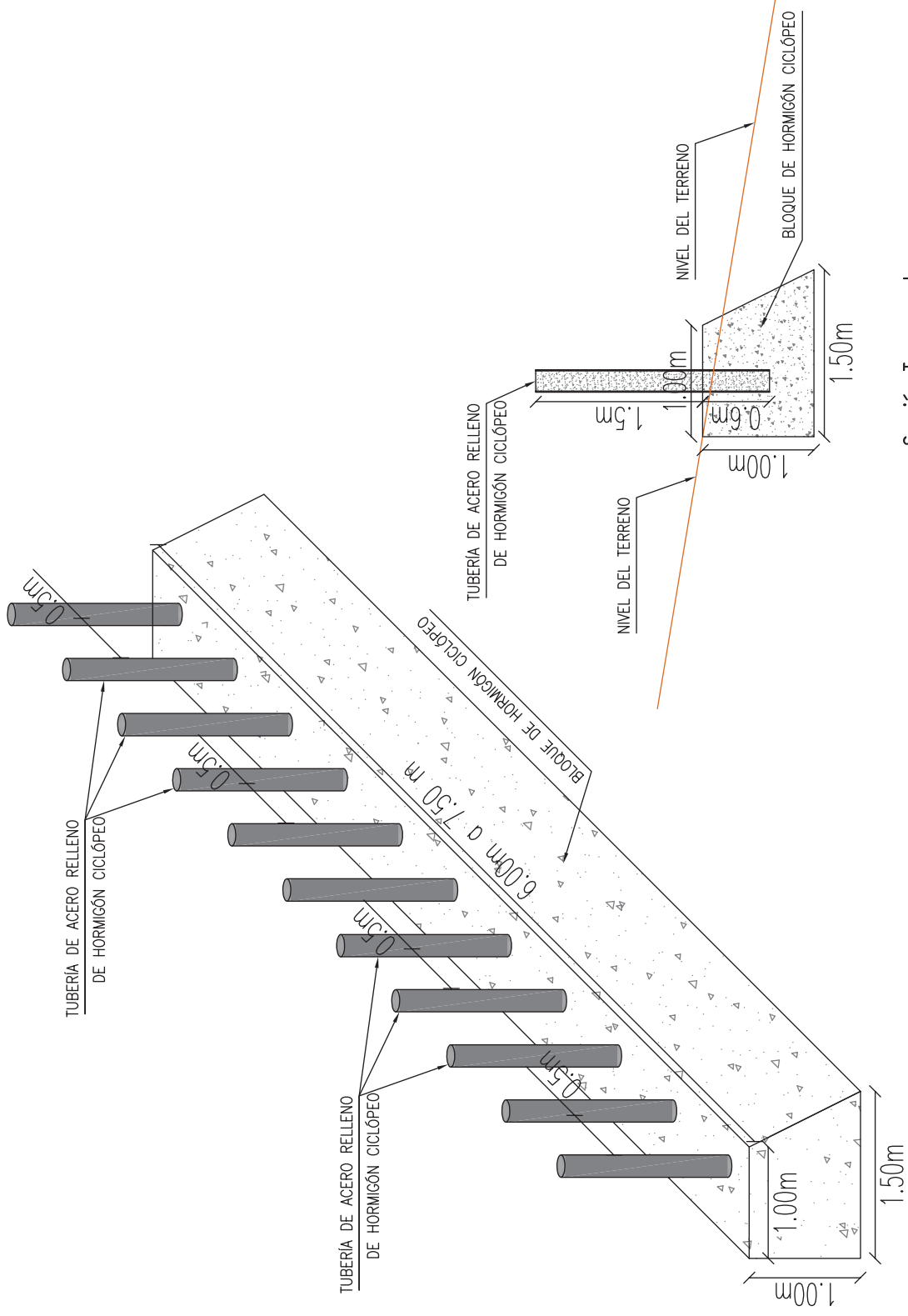
Figura 6.8: División en Subcuencas



Elaborado por: Andrango Ciro, Piedra Julián

ANEXOS 6: PLANOS

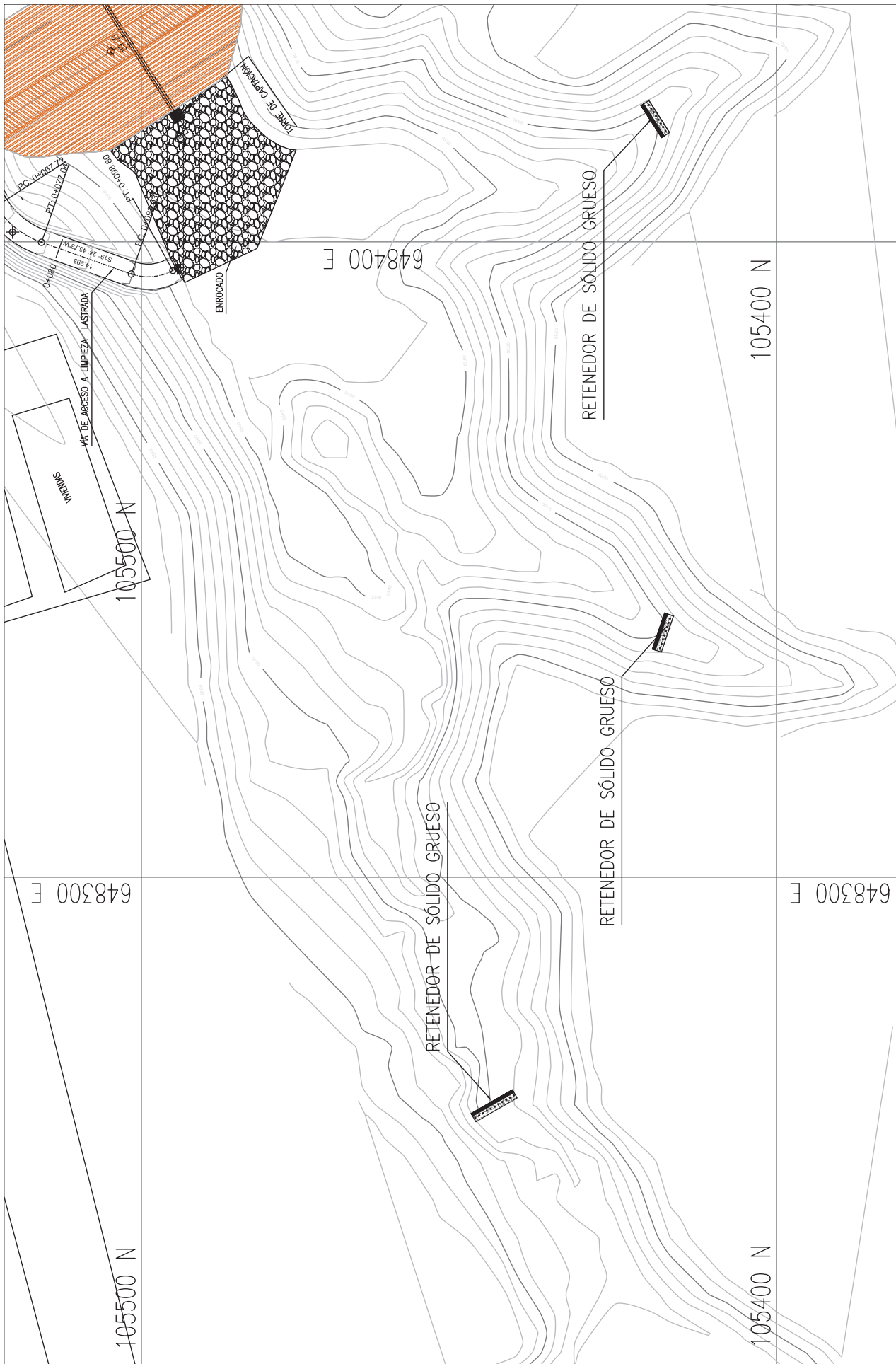
Plano N° 1: Detalle de dique retenedor de sedimento grueso



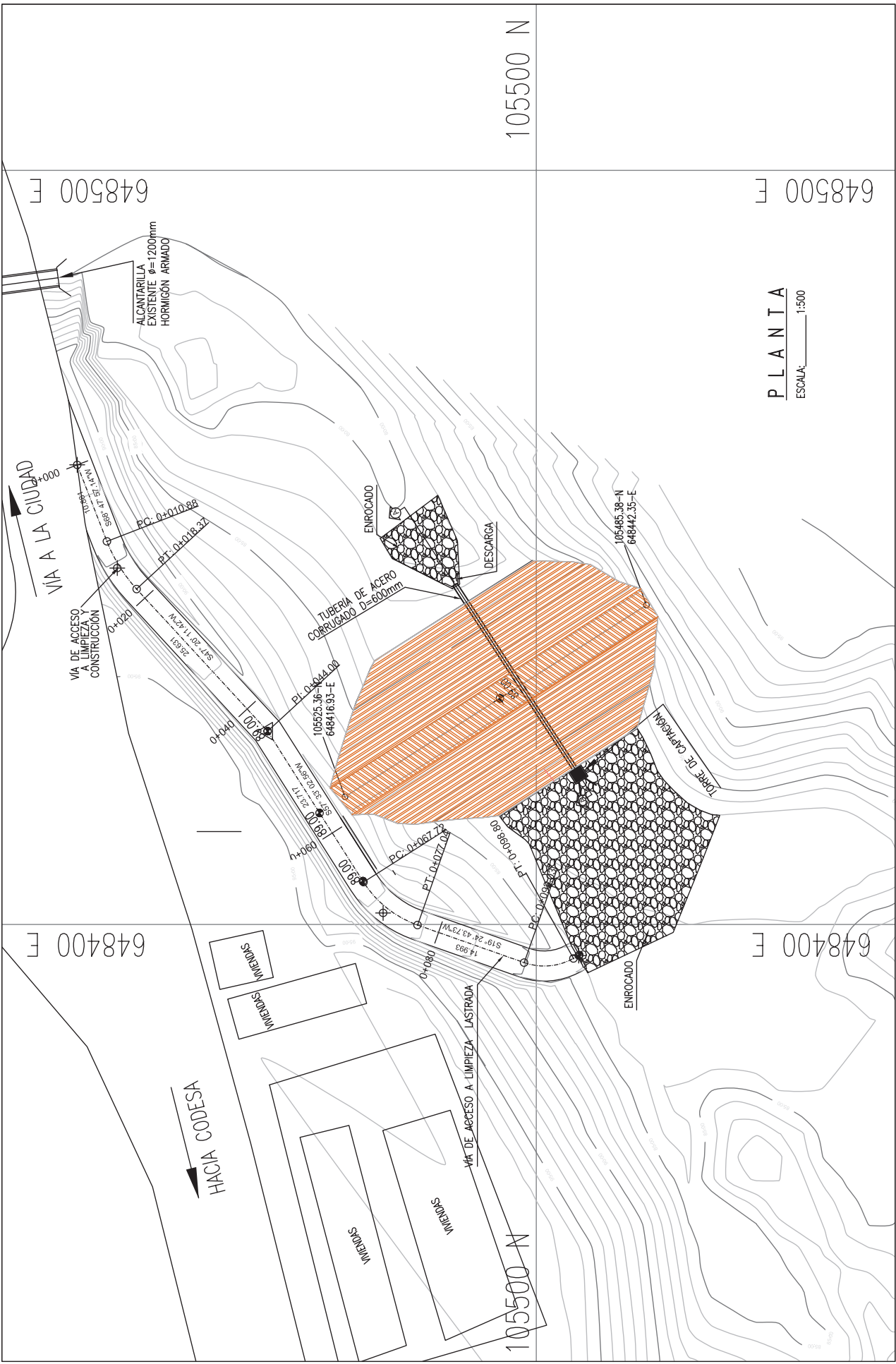
Esquema Tridimensional
ESCALA: 1:40

Sección Transversal
ESCALA: 1:40

Plano N° 2: Ubicación de dique retenedores de sedimento grueso

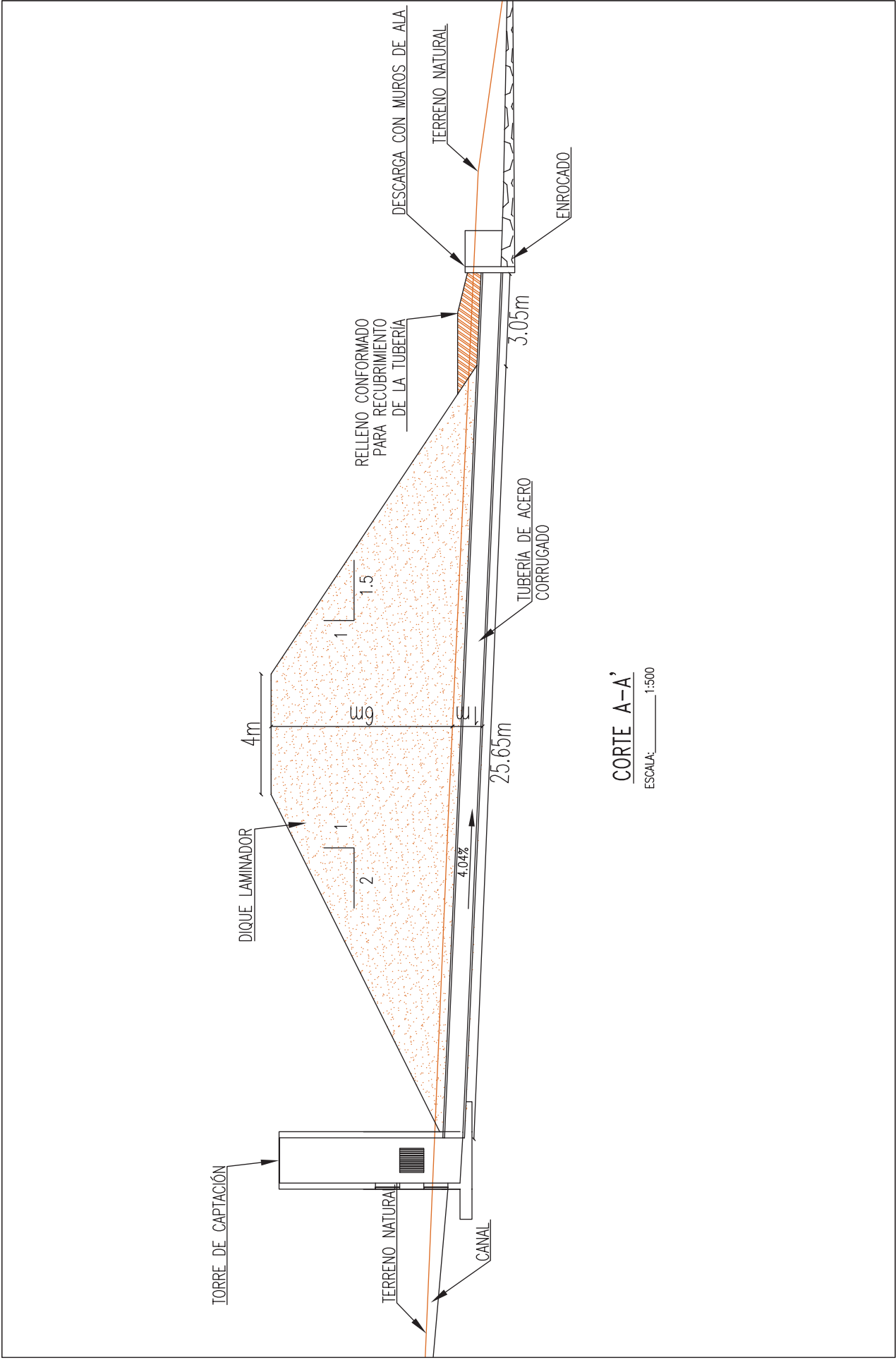


Plano N° 3: Implantación del dique laminador, vía de acceso y obras complementarias

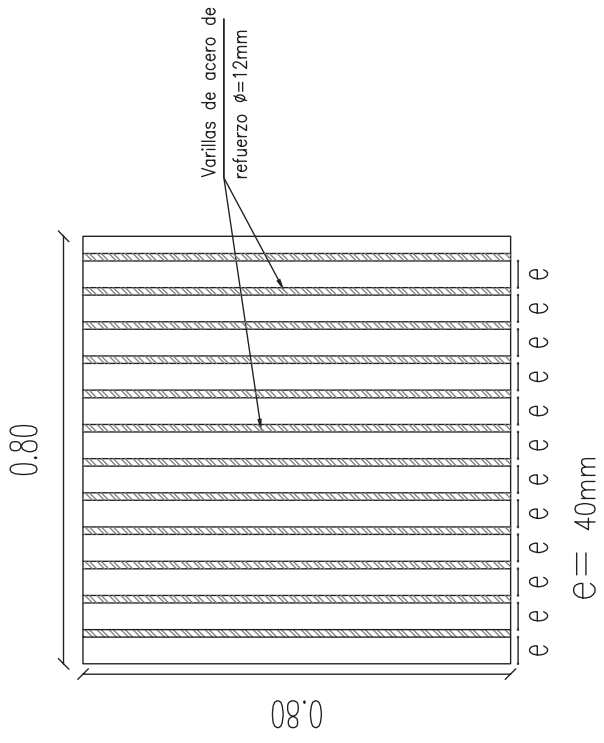
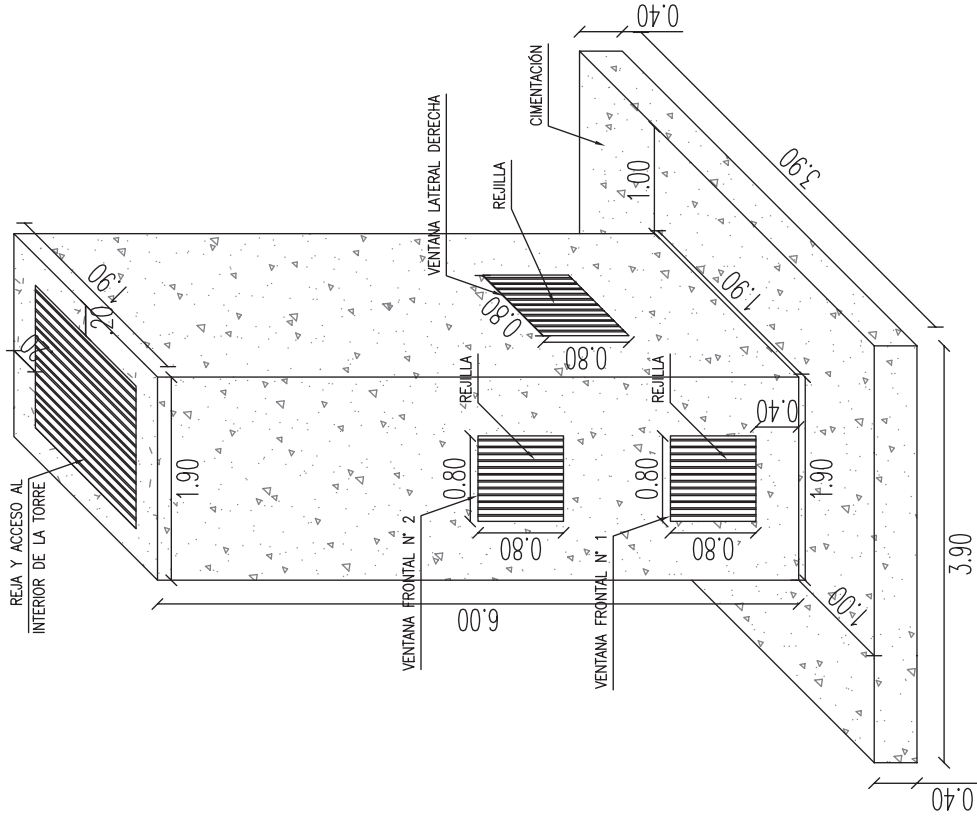


PLANTA
 ESCALA: 1:500

Plano N° 4: Corte transversal del dique laminador y torre de captación



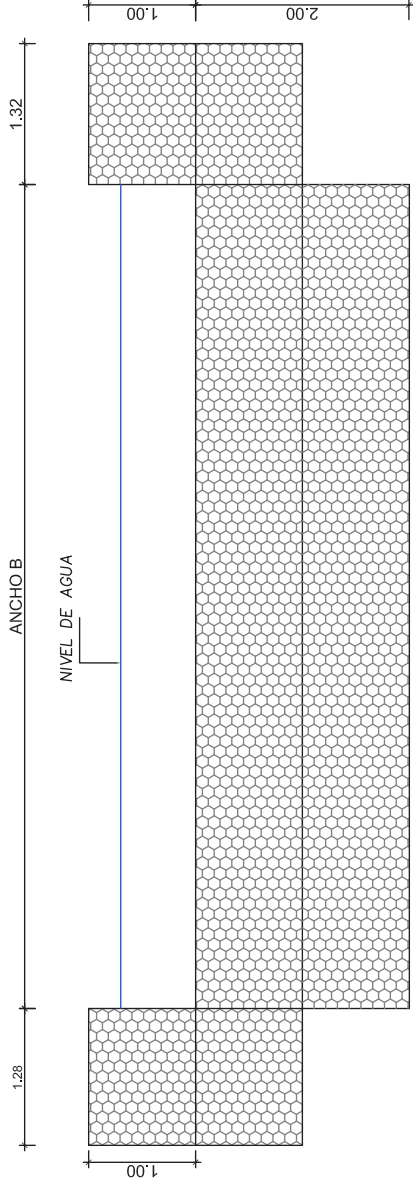
Plano N° 5: Detalle de la torre de captación y sus rejillas



Detalle de las rejillas
 ESCALA: 1:40

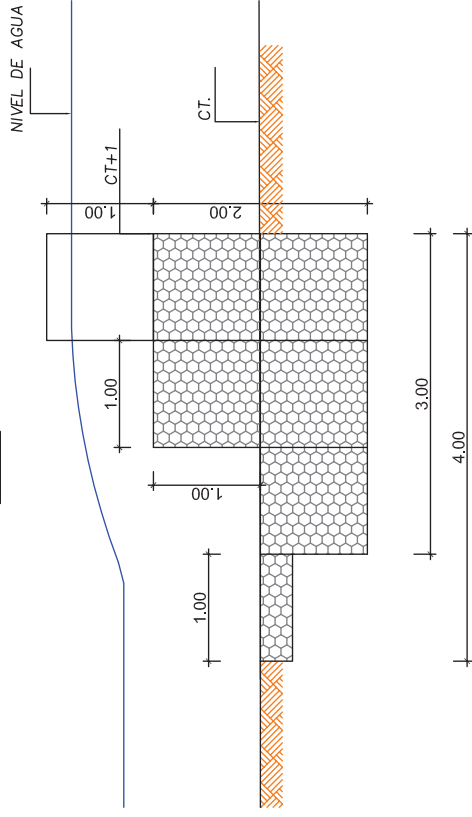
Esquema Tridimensional de la Torre de Captación
 ESCALA: 1:50

Plano N° 6: Detalles de obras de control de erosión del cauce



PERFIL TRANSVERSAL

ESCALA: 1:200

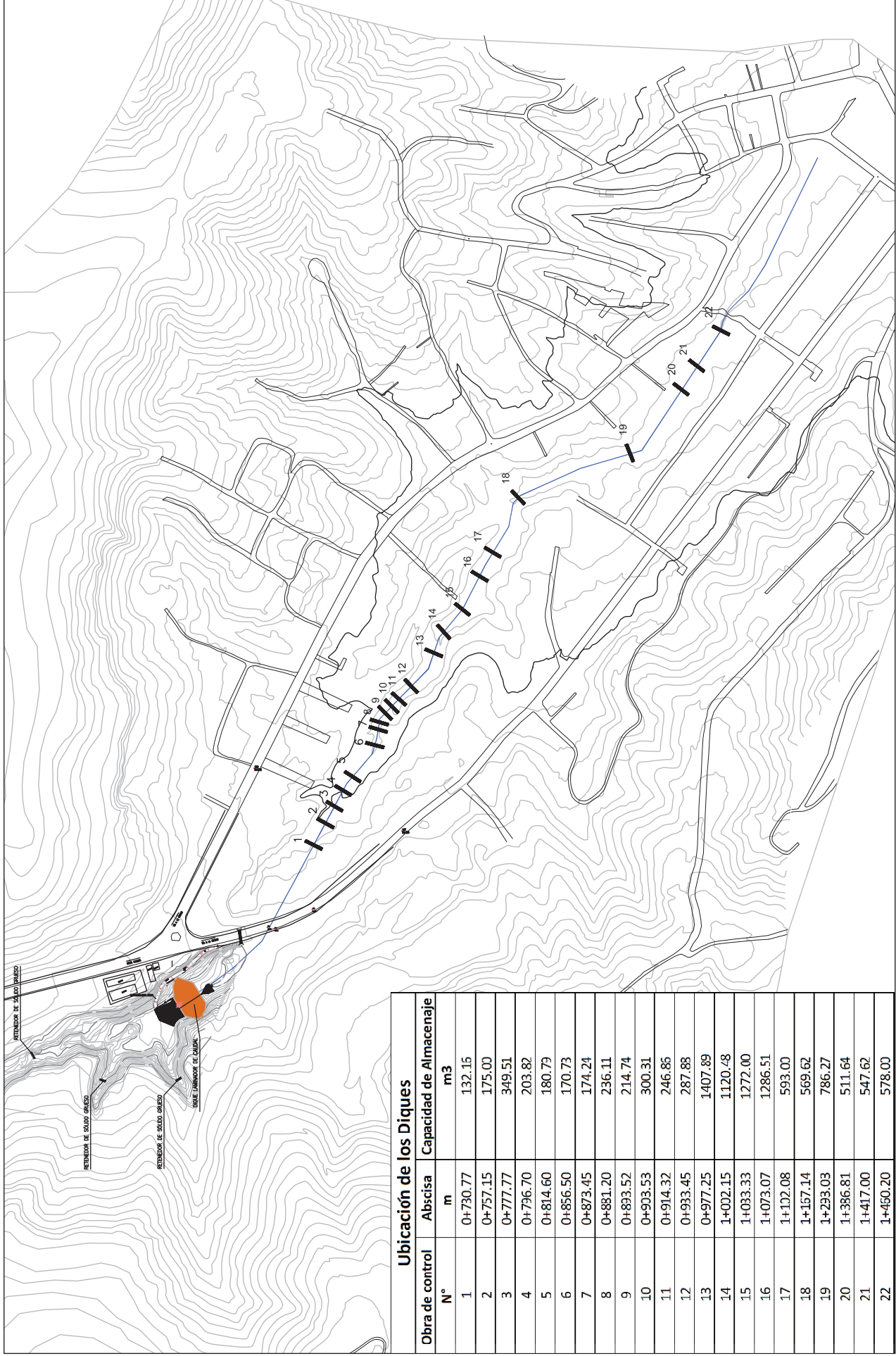


PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA: 1:200

Ubicación de los Diques		
Obra de control	Abscisa	Capacidad de Almacenaje
N°	m	m ³
1	0+730.77	132.16
2	0+757.15	175.00
3	0+777.77	349.51
4	0+796.70	203.82
5	0+814.60	180.79
6	0+856.50	170.73
7	0+873.45	174.24
8	0+881.20	236.11
9	0+893.52	214.74
10	0+903.53	300.31
11	0+914.32	246.86
12	0+933.45	287.88
13	0+977.25	1407.89
14	1+002.15	1120.48
15	1+033.33	1272.00
16	1+073.07	1286.51
17	1+102.08	593.00
18	1+167.14	569.62
19	1+293.03	786.27
20	1+386.81	511.64
21	1+417.00	547.62
22	1+460.20	578.00

Plano N° 7: Ubicación de obras de control de erosión del cauce



Ubicación de los Diques		
Obra de control N°	Abscisa m	Capacidad de Almacenaje m ³
1	0+730.77	132.15
2	0+757.15	175.00
3	0+777.77	349.51
4	0+796.70	203.82
5	0+814.60	180.79
6	0+856.50	170.73
7	0+873.45	174.24
8	0+881.20	236.11
9	0+893.52	214.74
10	0+903.53	300.31
11	0+914.32	246.85
12	0+933.45	287.88
13	0+977.25	1407.89
14	1+002.15	1120.48
15	1+033.33	1272.00
16	1+073.07	1286.51
17	1+102.08	593.00
18	1+167.14	569.62
19	1+233.03	786.27
20	1+386.81	511.64
21	1+417.00	547.62
22	1+460.20	578.00