



## ESTUDIO CUALITATIVO EN MODELO GEOMORFOLÓGICO PARA UNA OBRA DE DERIVACIÓN DE CAUDALES

### RESUMEN

El proyecto control de inundaciones Bulubulu-Cañar-Naranjal consiste en la implementación de un sistema integral de medidas de ingeniería para el control de inundaciones y estabilización de cauces, con la finalidad de mitigar los riesgos bio-ambientales que generan las precipitaciones.

En este sentido la Secretaria Nacional del Agua (SENAGUA), ha financiado un estudio para control de inundaciones a ser ejecutado por la Asociación de Compañías, Consultoras CONSULTORÍA TÉCNICA ACSAM, en convenio con el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo PROMAS de la Universidad de Cuenca para el desarrollo y estudio de modelos físicos.

La presente tesis consiste en un modelo morfológico en planta de la derivadora Cañar, modelo de fondo móvil verificado para un rango de caudales para un evento de crecida de 50 años de periodo de retorno en donde se consideraron dos emplazamientos con sus respectivos casos realizando en cada uno de ellos el análisis de variables controlables y dependientes; que pretenden comprobar y ofrecer mejoras al proyecto propuesto.

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de hidráulica del PROMAS en un canal de fibra de vidrio, en donde se pudo realizar la construcción del modelo que consistió en la implementación de las estructuras, un bypass y continuación del río Cañar

Con este estudio y el análisis de los diferentes casos se ha logrado determinar la mejor alternativa contribuyendo así al diseño del proyecto garantizando la construcción futura de la obra

**PALABRAS CLAVES:** Derivadora, modelo morfológico, hidrograma de caudales, caudal pico, periodo de retorno.

1 INTRODUCCIÓN	15
2 MARCO TEÓRICO	17
3 MATERIALES Y MÉTODOS	38
4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN	58
5 CONCLUSIONES	74
BIBLIOGRAFÍA	79
ANEXOS	80



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**ESTUDIO CUALITATIVO EN MODELO  
GEOMORFOLÓGICO PARA UNA OBRA  
DE DERIVACIÓN DE CAUDALES**

Director:  
Ing. MCs. Esteban Pacheco T.

Proyecto de graduación previo  
a la obtención del grado de  
Ingeniero Civil

Autores:  
**Johana Beatriz Gárate Encalada**  
**Katty Maribel Solís Bueno**

Cuenca - Ecuador  
Octubre 2011

# DEDICATORIA

**Con todo mi amor y cariño dedico este trabajo.**

*A Dios por darme la oportunidad de vivir y cumplir un sueño más en mi vida.*

*A mis padres Segundo y Susana, por todo su amor, apoyo, dedicación, confianza, sacrificio y por siempre creer en mí para poder hoy culminar esta gran etapa de mi vida.*

*A mis hermanos Flora, Leandro, Sandra, Jennifer e Israel por su paciencia y consejos; a mi cuñado y sobrinos por estar conmigo, apoyándome siempre y brindándome momentos de felicidad.*

*A mis abuelitas, tíos y primos por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida.*

*A mis amigos y amigas de manera especial a María, Jéssica, Sebastián, Boris por brindarme su cariño, apoyo, ánimo, por sus consejos, por compartir conmigo alegrías y tristezas.*

*Finalmente a mi compañera y amiga de tesis Katty por su apoyo, colaboración y ganas de superación.*

Johana

*Dedico mi tesis de manera especial a mis padres Marco y Zoila por la entrega que tienen hacia sus hijas, por sus consejos, por brindarme su amor, su apoyo incondicional, por confiar y creer siempre en mí.*

*A mi hermana Lorena por ser mi amiga, por su paciencia y sus consejos. A mis abuelitos por ayudarme a ser una persona de bien, a mis tíos María y Juan por abrirme las puertas de su hogar y por su confianza, a mi tía Yolanda por estar a mi lado, a mis primos y a toda mi familia que sin que los nombre saben que están presentes y son parte importante en vida.*

*A mis amigos Cindy, Magdalena, Freddy y Sebastián por su amistad sincera, por ser mis confidentes, por su comprensión, por estar siempre a mi lado y compartir mis alegrías y tristezas.*

*A Diego por ser mi amigo, mi amor, por apoyarme y por llenar mis días de felicidad.*

*Gracias a Johana mi compañera de tesis por su apoyo y ánimos para seguir adelante y no dejarnos vencer.*

Katty

# AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por guiarnos y estar con nosotras, por iluminar nuestro camino, dándonos sabiduría y fortaleza.

Expresamos nuestros más sinceros agradecimientos de manera especial a la importantísima participación de nuestro Director de tesis el Ing. Esteban Pacheco MSc. y la ayuda de la Ing. Verónica Carrillo en calidad de tutora, quienes han hecho posible la realización de este documento.

Al Ing. Felipe Cisneros E. PhD. por darnos la oportunidad de ser parte de este proyecto, al Ing. Christian Coello MSc. por su apoyo y a todo el personal del PROMAS Universidad de Cuenca que nos han hecho sentir parte de la institución.

Agradecemos también la colaboración de nuestros compañeros de tesis Edison, Juan y Vicente con los que compartimos buenos y malos momentos, a nuestros compañeros de la Facultad de Ingeniería Eléctrica por brindarnos su apoyo en la realización de los ensayos.

De igual manera a todos los profesores y personal de la Facultad de Ingeniería por habernos guiado durante nuestra vida universitaria.

Agradecemos a ese calor humano, a esa confianza de saberse acompañado y saberse apoyado por las personas que más amamos, a nuestros padres, amigos y a todos los que siempre han estado con nosotras en este largo caminar, por sus palabras de apoyo y sustento que han llenado nuestros cuerpos y mentes del valor necesario para continuar, y llegar.

Johana Gárate  
Katty Solís  
Cuenca, Octubre 2011



# RESUMEN

El proyecto control de inundaciones Bulubulu-Cañar-Naranjal consiste en la implementación de un sistema integral de medidas de ingeniería para el control de inundaciones y estabilización de cauces, con la finalidad de mitigar los riesgos bio-ambientales que generan las precipitaciones.

En este sentido la Secretaria Nacional del Agua (SENAGUA), ha financiado un estudio para control de inundaciones a ser ejecutado por la Asociación de Compañías, Consultoras CONSULTORÍA TÉCNICA ACSAM, en convenio con el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo PROMAS de la Universidad de Cuenca para el desarrollo y estudio de modelos físicos.

La presente tesis consiste en un modelo morfológico en planta de la derivadora Cañar, modelo de fondo móvil verificado para un rango de caudales para un evento de crecida de 50 años de periodo de retorno en donde se consideraron dos emplazamientos con sus respectivos casos realizando en cada uno de ellos el análisis de variables controlables y dependientes; que pretenden comprobar y ofrecer mejoras al proyecto propuesto.

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de hidráulica del PROMAS en un canal de fibra de vidrio, en donde se pudo realizar la construcción del modelo que consistió en la implementación de las estructuras, un bypass y continuación del río Cañar.

Con este estudio y el análisis de los diferentes casos se ha logrado determinar la mejor alternativa contribuyendo así al diseño del proyecto garantizando la construcción futura de la obra

**PALABRAS CLAVES:** Derivadora, modelo morfológico, hidrograma de caudales, caudal pico, periodo de retorno.

# LISTA DE SÍMBOLOS

La siguiente lista da una visión general de los símbolos usados a través del texto. A continuación se presentan los símbolos generales y las siglas.

## Símbolos Generales

$a_m$	Aceleración en el modelo
$a_p$	Aceleración en el prototipo
$y_m$	Altura de agua de lámina del modelo
$y_p$	Altura de agua de lámina del prototipo
$(k_s)_r$	Altura de rugosidad relativa
$\theta$	Ángulo entre el lecho del canal y la horizontal
$\phi_s$	Ángulo de reposo
$A_m$	Area del modelo
$A_p$	Area del prototipo
$A_s$	Área de la sección transversal
$Q$	Caudal
$C_d$	Coefficiente de arrastre
$S$	Coefficiente de distribución
$C_L$	Coefficiente de sustentación
$C_s$	Concentración volumétrica de sedimentos
$(C_s)_{y=y_s}$	Concentración de sedimentos de referencia en el sitio de referencia ( $y = y_s$ )
$K$	Constante de von Karman
$D_s$	Difusividad del sedimento
$(\rho_{sedseco})$	Densidad de una mezcla seca de sedimento
$(\rho_{sedmojado})$	Densidad de sedimento húmedo
$\rho$	Densidad del fluido
$\rho_s$	Densidad de los granos
$s$	Densidad relativa
$\sigma_g$	Desviación estándar geométrica
$D_H$	Diámetro hidráulico
$d_s$	Diámetro de la partícula
$D$	Diámetro medio de los granos

---

$z_o$	Elevación del lecho
$\sigma_e$	Esfuerzo normal
$(\tau_o)_c$	Esfuerzo cortante crítico
$\tau_o$	Esfuerzo cortante en la frontera
$\tau_o$	Esfuerzo cortante medio en el lecho
$\delta_s$	Espesor de la carga de sedimento
$f$	Factor de fricción de Darcy
$P_o$	Factor de porosidad
$F_b$	Fuerza de flotación
$F_p$	Fuerzas en el prototipo
$F_m$	Fuerzas en modelo
$g_m$	Gravedad en modelo
$g_p$	Gravedad en el prototipo
$L_m$	Longitud en modelo
$L_p$	Longitud en prototipo
$M_m$	Masa en el modelo
$M_p$	Masa en el prototipo
$Fr_m$	Número de Froude en modelo
$Fr_p$	Número de Froude en prototipo
$Re_m$	Número de Reynolds en modelo
$Re_p$	Número de Reynolds en prototipo
$(\tau_*)_c$	Parámetro crítico de Shields
$\phi$	Parámetro del tamaño sedimentológico
$(\tan\theta)_r$	Pendiente longitudinal del lecho
$R$	Peso específico sumergido de los granos
$d$	Profundidad de flujo
$(k_s)_r$	Razón de altura de rugosidad relativa
$\rho_r$	Razón de densidad
$a_r$	Razón de escala de aceleración
$A_r$	Razón de escala de áreas
$Q_r$	Razón de escala de caudales
$F_r$	Razón de escala de fuerzas
$L_r$	Razón de escala de longitudes
$M_r$	Razón de escala de masas
$V_r$	Razón de escala de velocidades
$Fr_r$	Razón de escala del Número de Froude
$Re_r$	Razón de escala del Número de Reynolds
$T_r$	Razón de escala de tiempos
$X_r$	Relación de escala horizontal para modelos distorsionados
$Z_r$	Relación de escala vertical para modelos distorsionados
$\mu_r$	Razón de viscosidad dinámica
$p$ y $m$	Subíndices que se refieren a los parámetros de prototipo y modelo respectivamente



$r$	Subíndice que indica la relación de cantidades prototipo modelo
$m_s$	Tasa de flujo del sedimento de masa por unidad de ancho
$q_s$	Tasa de transporte de sedimento
$q_{ss}$	Tasa de transporte de sedimento en suspensión
$T_m$	Tiempo del modelo
$T_p$	Tiempo del prototipo
$(t_s)_r$	Tiempo de sedimentación
$w_o$	Velocidad de caída o de sedimentación
$V_*$	Velocidad de corte
$V$	Velocidad de flujo
$V_m$	Velocidad del modelo
$V_p$	Velocidad del prototipo
$\nu$	Viscosidad cinemática
$\mu$	Viscosidad dinámica

## Siglas

SENAGUA	Secretaría Nacional del Agua
EX-CEDEGE	Subsecretaría de la Demarcación Hidrográfica del Guayas
ACSAM	Asociación de Compañías Consultoras
PROMAS	Programa para el Manejo del Agua y del Suelo

# Contenido

<b>DEDICATORIA</b>	<b>3</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b>	<b>4</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>6</b>
<b>CONTENIDO</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>12</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b>	<b>14</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>15</b>
1.1 ANTECEDENTES . . . . .	15
1.2 OBJETIVOS . . . . .	15
1.2.1 OBJETIVO GENERAL . . . . .	15
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS . . . . .	15
1.3 ALCANCE . . . . .	15
1.4 JUSTIFICACIÓN . . . . .	16
<b>2 MARCO TEÓRICO</b>	<b>17</b>
2.1 INTRODUCCIÓN AL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CANALES ABIERTOS . . . . .	17
2.1.1 TRANSPORTE Y PROPIEDADES DEL SEDIMENTO . . . . .	17
2.1.2 INICIO DEL MOVIMIENTO DE LOS SEDIMENTOS, OCURRENCIA DEL MOVIMIENTO DE CARGA DE LECHO . . . . .	21
2.1.3 INICIO DEL MOVIMIENTO DE LA CARGA EN SUSPENSIÓN . . . . .	23
2.1.4 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS TRANSPORTE DE CARGA DE LECHO . . . . .	24
2.1.5 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS TRANSPORTE DE CARGA EN SUSPENSIÓN . . . . .	25



2.1.6	CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y TRANSPORTE TOTAL DE SEDIMENTOS . . . . .	27
2.1.7	CONSIDERACIONES PARA MORFODINÁMICA . . . . .	28
2.2	MODELOS HIDRÁULICOS . . . . .	29
2.2.1	MODELOS DISTORSIONADOS . . . . .	31
2.2.2	MODELOS DE FONDO FIJO DE RÍOS O DE CANALES . . . . .	33
2.2.3	MODELACIÓN FÍSICA DE HIDRÁULICA DE LECHO MÓVIL . . . . .	33
<b>3</b>	<b>MATERIALES Y MÉTODOS</b>	<b>38</b>
3.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO PARA CONTROL DE INUNDACIONES BULUBULU - CAÑAR - NARANJAL . . . . .	38
3.2	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL MODELO MORFOLÓGICO DEL RÍO CAÑAR . . . . .	39
3.2.1	CONSIDERACIONES DE HIDROLOGÍA FLUVIAL PARA EL MODELO	39
3.2.2	ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DEL CAUCE	40
3.2.3	CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL MODELO . . . . .	42
3.3	CONCEPTUALIZACIÓN PARA EL MODELO . . . . .	43
3.3.1	ESTRUCTURACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ESTUDIO . . . . .	43
3.4	EQUIPOS Y LABORATORIO . . . . .	44
3.4.1	DESCRIPCIÓN GENERAL PARA LA CONFIGURACIÓN DEL MODELO	44
3.5	IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO PARA EL ESTUDIO . . . . .	46
3.5.1	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES . . . . .	52
3.5.2	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO . . . . .	53
3.5.3	CALIBRACIÓN DEL MODELO . . . . .	54
3.5.4	ASPECTOS ADICIONALES SOBRE LA MEDICIÓN DE VARIABLES .	56
<b>4</b>	<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b>	<b>58</b>
4.1	DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS DE FLUJO OBSERVADOS EN EL MODELO MORFOLÓGICO . . . . .	58
4.2	PROCESAMIENTO DE DATOS . . . . .	63
4.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS . . . . .	71
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>74</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>79</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>80</b>
<b>A</b>	<b>Proyecto Bulubulu Cañar Naranjal</b>	<b>80</b>
A.1	Proyecto Bulubulu Cañar Naranjal . . . . .	80
<b>B</b>	<b>Construcción del canal</b>	<b>81</b>
B.1	Construcción del canal . . . . .	81



<b>C Construcción del Modelo Morfológico</b>	<b>82</b>
C.1 Construcción del Modelo Morfológico . . . . .	82
<b>D Emplazamientos</b>	<b>83</b>
D.1 Emplazamiento A Caso 1A . . . . .	83
D.2 Emplazamiento A Caso 2A . . . . .	84
D.3 Emplazamiento A Caso 3A . . . . .	85
D.4 Emplazamiento B Caso 1B . . . . .	86
<b>E Aplicación de Trazadores</b>	<b>87</b>
E.1 Emplazamiento A. Caso 1A . . . . .	87
<b>F Topografía</b>	<b>88</b>
F.1 Emplazamiento A Caso 1A . . . . .	88
F.2 Emplazamiento A Caso 2A . . . . .	92

# Lista de Figuras

2.1	Formas usuales del lecho en hidráulica de frontera móvil. [Chanson, 2004]	18
2.2	Fuerzas que actúan sobre una partícula de sedimento. [Chanson, 2004]	22
2.3	Movimiento de sedimento suspendido por procesos de convección y difusión. [Chanson, 2004]	26
2.4	Clasificación del transporte de sedimentos. [Chanson, 2004]	27
3.1	Hidrograma para la derivadora Cañar de 50 años de período de retorno	40
3.2	Perfil Longitudinal del Cauce en el Tramo de Estudio	41
3.3	Configuración Natural del Cauce en el Tramo de Emplazamiento	41
3.4	Estructuras metálicas	45
3.5	Hidrograma resultante del modelo	48
3.6	Curva Granulométrica	51
4.1	Planimetría de las zonas sedimentadas	59
4.2	Emplazamiento A. Caso 3A. Proceso arriba de las estructuras	60
4.3	Emplazamiento A. Caso 3A. Proceso aguas abajo de las estructuras	61
A.1	Trazado definitivo del proyecto	80
C.1	Construcción del modelo morfológico	82
D.1	Emplazamiento A. Caso 1A. Cauce Natural	83
D.2	Emplazamiento A. Caso 1A. Luego del ensayo	83
D.3	Emplazamiento A. Caso 2A. Muro guía y canal artificial	84
D.4	Emplazamiento A. Caso 2A. Luego del ensayo	84
D.5	Emplazamiento A. Caso 3A. Muro guía y canal artificial	85
D.6	Emplazamiento A. Caso 3A. Luego del ensayo	85
D.7	Emplazamiento B. Caso 1B. Muro guía y canal artificial	86
D.8	Emplazamiento A. Caso 1B. Luego del ensayo	86
E.1	Aplicación de Trazadores	87
F.1	Sección transversal 34+600	88
F.2	Sección transversal 34+400	88
F.3	Sección transversal 34+200	88
F.4	Sección transversal 34+400	89
F.5	Sección transversal 33+800	89





F.6	Sección transversal 33+600 . . . . .	89
F.7	Sección transversal 33+400 . . . . .	90
F.8	Sección transversal 32+900 . . . . .	90
F.9	Sección transversal 32+700 . . . . .	90
F.10	Sección transversal 32+500 . . . . .	91
F.11	Sección transversal 31+900 . . . . .	91
F.12	Sección transversal 34+400 . . . . .	92
F.13	Sección transversal 34+200 . . . . .	92
F.14	Sección transversal 33+600 . . . . .	92

# Lista de Tablas

2.1	Correlaciones empíricas y semiempíricas de transporte de carga de lecho . . .	36
3.1	Hidrograma del modelo . . . . .	49
3.2	Granulometría del modelo . . . . .	51
3.3	Tasas de transporte en prototipo . . . . .	52
3.4	Tasas de transporte en modelo . . . . .	52
3.5	Tasas de transporte según Nielsen para el modelo . . . . .	55
3.6	Caudales simulados y calados sobre las compuertas . . . . .	56
4.1	Emplazamiento A. Caso 1A. Resumen de resultados . . . . .	63
4.2	Emplazamiento A. Caso 1A. Comprobaciones . . . . .	64
4.3	Emplazamiento A. Caso 1A. Velocidades aguas arriba del azud $Q = 1510.8$ $m^3/s$ . . . . .	64
4.4	Emplazamiento A. Caso 1A. Velocidades en el azud $Q = 1510.8 m^3/s$ . . . . .	64
4.5	Emplazamiento A. Caso 1A. Velocidades en el bypass $Q = 1510.8 m^3/s$ . . . . .	65
4.6	Emplazamiento A. Caso 1A. Velocidades aguas arriba del azud $Q = 800 m^3/s$ . . . . .	65
4.7	Emplazamiento A. Caso 1A. Velocidades en el azud $Q = 800 m^3/s$ . . . . .	65
4.8	Emplazamiento A. Caso 2A. Resultados sin sedimento . . . . .	66
4.9	Emplazamiento A. Caso 2A. Velocidad aguas arriba del azud en el muro . . . . .	66
4.10	Emplazamiento A. Caso 2A. Velocidades en el azud . . . . .	67
4.11	Emplazamiento A. Caso 2A. Resultados con sedimento . . . . .	67
4.12	Emplazamiento A. Caso 2A. Volumen de sedimento acumulado . . . . .	68
4.13	Emplazamiento A. Caso 3A . . . . .	68
4.14	Emplazamiento A. Caso 3A. Volumen de sedimento acumulado . . . . .	69
4.15	Emplazamiento A. Caso 3A. Tabla resumen . . . . .	69
4.16	Emplazamiento A. Caso 3A. Volumen acumulado en un período húmedo anual . . . . .	69
4.17	Emplazamiento B. Caso 1B. Resumen resultados . . . . .	70
4.18	Emplazamiento B. Caso 1B. Velocidades en el río . . . . .	70
4.19	Emplazamiento B. Caso 1B. Velocidades en las estructuras . . . . .	70
4.20	Factores de Escala . . . . .	71
4.21	Resultados del Emplazamiento A . . . . .	72
4.22	Resultados del Emplazamiento B . . . . .	73

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

Uno de los principales problemas que adolece la zona baja de las cuencas hidrográficas de los ríos Bulubulu, Cañar, Naranjal entre otros, está relacionado a los fenómenos hidrológicos y de flujo en cauces que se traducen en eventos de inundación. En este sentido la Secretaría Nacional del Agua SENAGUA, a través de la Subsecretaría de la Demarcación Hidrográfica del Guayas (EX-CEDEGE) ha financiado un estudio para control de inundaciones a ser ejecutado por la Asociación de Compañías, Consultoras CONSULTORÍA TÉCNICA ACSAM, en convenio con el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo PROMAS de la Universidad de Cuenca para el desarrollo y estudio de modelos físicos. De esta manera se ha llevado a cabo un estudio en modelo morfológico en escala distorsionada para una obra de derivación de caudales en el río Cañar en el sector de la junta con el estero Pancho Negro.

### 1.2 OBJETIVOS

#### 1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento hidráulico de una obra de derivación del río Cañar mediante la simulación de flujo en modelo hidráulico a escala.

#### 1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar experimentalmente las variables asociadas a los procesos hidráulicos en la estructura de derivación.
- Conocer y verificar el comportamiento del flujo en la estructura de estudio y que conforman el diseño para el proyecto de control de inundaciones.
- Verificar las características de funcionamiento hidráulico de las estructuras asociadas a la variabilidad de caudales de diseño.

### 1.3 ALCANCE

A través del desarrollo de la presente tesis se ha realizado:



- Un modelo morfológico para experimentación cualitativa de procesos hidrodinámicos en la derivación para el proyecto de control de inundaciones Bulubulu - Cañar - Naranjal.
- Un manuscrito que sistematiza la experimentación realizada para la determinación cuantitativa de las variables del proceso estudiado y que se convertirá en un complemento de posteriores estudios para el desarrollo de una publicación científica dentro del programa de fortalecimiento del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca y PROMAS.

## 1.4 JUSTIFICACIÓN

Los frecuentes eventos de lluvias son un problema debido a que causan el desbordamiento de ríos y por ende la inundación de zonas aledañas por lo que el proyecto control de inundaciones Bululublu - Cañar - Naranjal, busca una solución eficiente que cumpla con las condiciones económicas, sociales y ambientales.

En este sentido el estudio en modelos se justifica con la finalidad de realizar la verificación de diseños de estructuras hidráulicas que permitan la identificación y evaluación de los procesos de flujo en términos de la formulación analítica con los cuales han sido concebidos para de esta manera proponer alternativas y modificaciones que optimicen tanto el funcionamiento hidráulico como el aspecto económico.

# Capítulo 2

## MARCO TEÓRICO

### 2.1 INTRODUCCIÓN AL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CANALES ABIERTOS

Las aguas que fluyen en corrientes y ríos tienen la facilidad de socavar los lechos de los canales, de transportar partículas y de depositar los materiales, modificando así la topografía del lecho. Este fenómeno tiene una gran importancia económica para predecir los riesgos de socavación de puentes, vertederos, orillas de canales; estimar la sedimentación de un embalse aguas arriba de la presa y predecir posibles cambios en la forma del lecho en ríos y estuarios. El transporte de sedimentos es más visible en ríos montañosos, torrentes y riachuelos. Sin embargo, los ríos grandes también presentan una considerable capacidad para transportar carga de sedimento. [Chanson, 2004]

*La hidráulica de lecho fijo* se refiere a la hidráulica clásica (agua limpia) y puede ser aplicada a la mayoría de los canales artificiales, mientras que la *hidráulica de lecho móvil* se aplica a corrientes con lechos de grava o arenas, a estuarios, a líneas costeras arenosas y a canales artificiales en tierra, arena o grava. Se caracteriza por una rugosidad de frontera variable y unas dimensiones variables de canal. Fuertes procesos interactivos ocurren entre el flujo de agua y los cambios en la forma del lecho.

#### 2.1.1 TRANSPORTE Y PROPIEDADES DEL SEDIMENTO

En la mayoría de las situaciones prácticas, los sedimentos se comportan como un material no cohesivo (arena, grava) y el flujo del fluido puede distorsionar el lecho en diferentes formas como resultado de las fuerzas de arrastre que se ejercen sobre el flujo al igual que el movimiento de sedimentos inducido por él sobre los granos de sedimento.

Los parámetros predominantes que afectan la forma del lecho son la pendiente del lecho, la profundidad y velocidad del flujo, el tamaño del sedimento y la velocidad de asentamiento de la partícula. A velocidades bajas el lecho no se mueve. A medida que se incrementan las velocidades, se logra el arranque del movimiento del lecho y el sedimento empieza a moverse. A altas velocidades del flujo (en corrientes montañosas o en torrentes) se pueden formar rápidos y cuencos.

Se pueden encontrar las siguientes formas básicas del lecho que dependen del flujo que se forma el cual puede ser subcrítico, crítico y supercrítico, en la figura 2.1 se observa los rizos, dunas, el lecho plano, las ondas estacionarias y las antidunas.

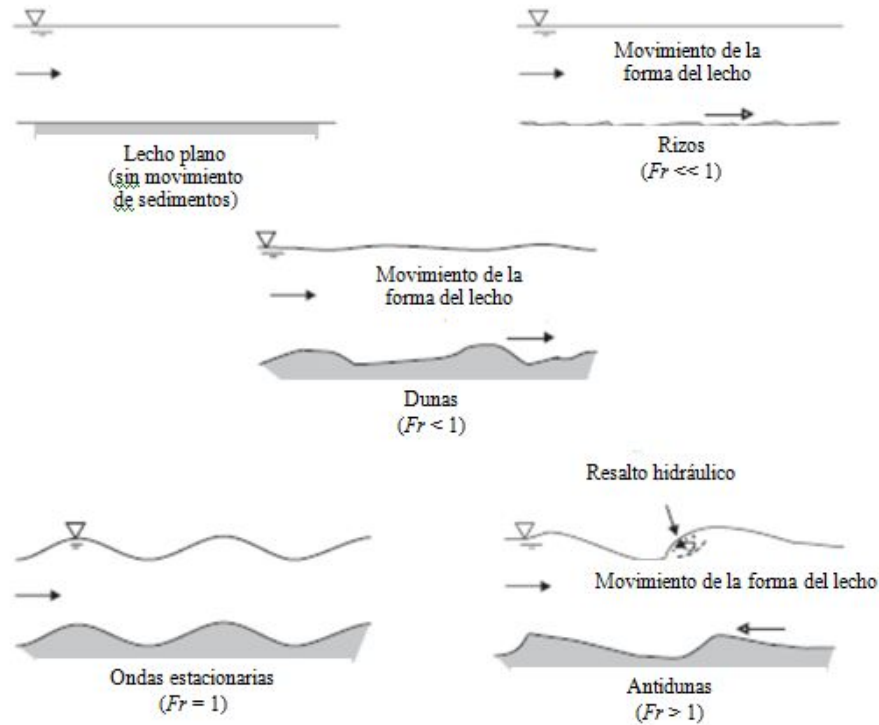


Figura 2.1: Formas usuales del lecho en hidráulica de frontera móvil. [Chanson, 2004]

## Propiedades físicas de los sedimentos

Existen dos categorías de sedimentos: de material cohesivo (arcillas y limos) y de material no cohesivo (arena, grava).

### Propiedades de partículas individuales

La mayoría de los sedimentos naturales tienen densidad similar a la del cuarzo ( $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ ). La densidad relativa de una partícula de sedimento es igual a:

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (2.1)$$

donde  $\rho$  es la densidad del fluido.

La propiedad más importante de una partícula de sedimento es su tamaño característico (diámetro o tamaño del sedimento) y se denota como  $d_s$ . Las partículas de sedimento no son esféricas sino que exhiben formas irregulares. Algunas definiciones del tamaño del sedimento están en función de:

- Diámetro de tamiz.
- Diámetro de sedimentación.
- Diámetro nominal.



El tamaño del sedimento también puede expresarse como una función del parámetro del tamaño sedimentológico  $\phi$  (o escala Phi) definida como:

$$d_s = 2^{-\phi} \quad \phi = -\frac{\ln(d_s)}{\ln(2)} \quad (2.2)$$

donde  $d_s$  está en mm.

### *Propiedades de una mezcla de sedimentos*

La densidad de una mezcla seca de sedimentos es igual a:

$$(\rho_{sed})_{seco} = (1 - P_o) \rho_s \quad (2.3)$$

donde  $P_o$  es el factor de porosidad.

La densidad del sedimento húmedo es:

$$(\rho_{sed})_{mojado} = P_o \rho + (1 - P_o) \rho_s \quad (2.4)$$

### *Distribución de tamaños de partículas*

Los sedimentos naturales son mezclas de muchas partículas con formas y tamaños diferentes.

El *tamaño del sedimento*  $d_{50}$  característico se define como el tamaño para el cual 50 % por peso del material es más fino. De igual forma para los tamaños característicos  $d_{10}, d_{75}, d_{90}$ .  $d_{50}$  es por lo común utilizado como el tamaño de grano característico y el rango de tamaños de partículas se expresa en términos del coeficiente de distribución  $S$ .

$$S = \sqrt{\frac{d_{90}}{d_{10}}} \quad (2.5)$$

Otro descriptor es la desviación estándar geométrica basada en una distribución log-normal de tamaños de grano  $\sigma_g$ :

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (2.6)$$

Valores pequeños de  $S$  y  $\sigma_g$  implican un distribución de tamaño casi uniforme. Un valor grande de  $S$  significa una amplia distribución de tamaños de sedimentos.

La distribución de tamaños de sedimentos cohesivos como arcillas, limos puede variar con las condiciones ambientales a las cuales han estado sujetos los sedimentos y también con los procedimientos que se utilizan para determinar su distribución de tamaños.

### **Velocidad de sedimentación de partícula**

Cuando se trata de un fluido en reposo, una partícula suspendida (más pesada que el agua) se sedimenta: es decir, tiene un movimiento (vertical) hacia abajo. La velocidad terminal de



sedimentación es la velocidad de la partícula en equilibrio, para la cual la suma de la fuerza gravitacional, la fuerza de flotación y la fuerza de arrastre es igual a cero. En un flujo en canal abierto, la velocidad de sedimentación de la partícula es afectada además, por la turbulencia del flujo y la interacción con las partículas que lo rodean.

La velocidad de caída o de sedimentación  $w_o$ , para una partícula esférica que se sedimenta en un fluido en reposo, es igual a:

$$w_o = - \sqrt{\frac{4gd_s}{3C_d}} (s - 1) \quad (2.7)$$

donde  $d_s$  es el diámetro de la partícula,  $C_d$  es el coeficiente de arrastre y  $s = \frac{\rho_s}{\rho}$ . El signo negativo indica un movimiento hacia abajo (para  $s > 1$ ).

El análisis dimensional implica que el coeficiente de arrastre es función del número de Reynolds y de la forma de partícula:

$$C_d = f\left(\rho \frac{w_o d_s}{\mu}; \text{forma de partícula}\right) \quad (2.8)$$

donde  $\rho$  y  $\mu$  son la densidad y la viscosidad dinámica del fluido, respectivamente.

Para números de Reynolds de partícula bajos ( $w_o d_s / \nu < 1$ ), el flujo alrededor de la partícula es laminar. Para números de Reynolds altos ( $w_o d_s / \nu > 1000$ ), el flujo alrededor de la partícula esférica es turbulento y el coeficiente de arrastre es casi constante.

Las partículas de sedimento tienen formas irregulares y el coeficiente de arrastre es diferente del de las partículas esféricas. Su forma es con frecuencia angular, algunas veces en forma de disco, y el coeficiente de arrastre puede suponerse como mayor que el de las esferas. Para arenas y gravas una aproximación para el coeficiente de arrastre es:

$$C_d = \frac{24\mu}{\rho |w_o| d_s} + 1.5 \quad R_e < 1 \times 10^4 \quad (2.9)$$

donde  $|w_o|$  es el valor absoluto de la velocidad de sedimentación de la partícula.

Si se combinan las ecuaciones 2.7 y 2.9 se obtiene un estimado de la velocidad terminal de caída de una partícula de sedimento.

$$w_o = - \sqrt{\frac{4gd_s}{3\left(\frac{24\mu}{\rho |w_o| d_s} - 1.5\right)}} (s - 1) \quad (2.10)$$

donde  $|w_o|$  es el valor absoluto de la velocidad de sedimentación de la partícula.

## Ángulo de reposo

Considerando la estabilidad de una partícula individual en un plano horizontal, la condición de umbral (para movimiento) se alcanza cuando el centro de gravedad de la partícula se encuentra verticalmente por encima del punto de contacto. El ángulo crítico en el cual ocurre el movimiento se conoce como ángulo de reposo  $\phi_s$ . El ángulo de reposo es función de la forma de la partícula y, en una superficie plana, se incrementa con la angularidad. [Chanson, 2004]





## 2.1.2 INICIO DEL MOVIMIENTO DE LOS SEDIMENTOS, OCURRENCIA DEL MOVIMIENTO DE CARGA DE LECHO

El inicio del transporte del sedimento de carga de lecho ocurre a velocidades más bajas que el sedimento en suspensión, para una geometría de lecho y una distribución de tamaño de partículas dadas.

### Hidráulica de corrientes aluviales

El flujo en ríos y corrientes obedece a régimen de flujo permanente, alcanzándose las condiciones de flujo uniforme de equilibrio. Así tenemos la expresión para la velocidad media del flujo:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{\frac{D_H}{4} \text{sen}\theta} \quad (2.11)$$

Donde  $f$  es el factor de fricción de Darcy,  $\theta$  es la pendiente del lecho y  $D_H$  es el diámetro hidráulico.

Para corrientes aluviales, el conocer la velocidad media del flujo es insuficiente para predecir en forma acertada la ocurrencia del movimiento de sedimentos y los riesgos de socavación asociados. Se requiere el conocimiento del perfil de velocidad y más específicamente de la velocidad cerca al lecho del canal.

En flujos turbulentos la distribución de velocidades puede dividirse en tres regiones: [Chanson, 2004]

La *región de la pared interna* en donde el esfuerzo turbulento es insignificante y el esfuerzo viscoso es grande.

La *región exterior* donde el esfuerzo turbulento es grande y el esfuerzo viscoso es pequeño.

La *zona turbulenta* o región de traslape.

El espesor de la pared interna es alrededor de  $(10\nu/V_*)$ , donde  $\nu$  es la viscosidad cinemática del flujo y  $V_*$  es la velocidad de corte.

La velocidad de corte se define como:  $V_* = \sqrt{\tau_o/\rho}$  donde  $\tau_o$  es el esfuerzo cortante medio en el lecho y  $\rho$  es la densidad del fluido.

En flujo uniforme de equilibrio hacia abajo de un canal abierto, la velocidad de corte promedio es igual a:

$$V_* = \sqrt{g \frac{D_H}{4} \text{sen}\theta} \quad (2.12)$$

Donde  $D_H$  es el diámetro hidráulico y  $\theta$  es la pendiente del lecho.

La mayoría de los flujos en ríos son turbulentos y el perfil de velocidad en corrientes aluviales se encuentra completamente desarrollado en ríos y corrientes: es decir, el espesor de la capa límite es igual a la profundidad de flujo.



Para una corriente aluvial, el efecto de la rugosidad del lecho puede ser sustancial y, por consiguiente, el perfil completo de velocidades y el espesor de la región de pared interna: es decir,  $d_s/(10\nu/V_*)$ .

Si el tamaño del sedimento es pequeño comparado con el espesor de la subcapa cuando  $V_*d_s/\nu < 4$  a 5, el flujo es *turbulento liso*. Si el tamaño del sedimento es mucho mayor que el espesor de la subcapa cuando  $V_*d_s/\nu > 75$  a 100, el flujo se conoce como *turbulento completamente rugoso*. Para  $4 < V_*d_s/\nu < 75$  a 100, el régimen de flujo turbulento es un régimen en *transición*.

Las fuerzas que actúan sobre cada partícula de sedimento en un flujo en canal abierto son: [Chanson, 2004]

- la fuerza de gravedad  $\rho_s g \nabla_s$ .
- la fuerza de flotación  $F_b = \rho g \nabla_s$ .
- la fuerza de arrastre  $C_d \rho A_s V^2 / 2$ .
- la fuerza de sustentación  $C_L \rho A_s V^2 / 2$ .
- las fuerzas de reacción de los granos que la rodean.

Donde  $\nabla_s$  es el volumen de la partícula,  $A_s$  es el área de la sección transversal de una partícula característica,  $C_d$  y  $C_L$  son los coeficientes de arrastre y sustentación, respectivamente, y  $V$  es la velocidad característica cerca al lecho del canal. En la figura 2.2 se muestra cada una de las fuerzas que actúan sobre una partícula de sedimento.

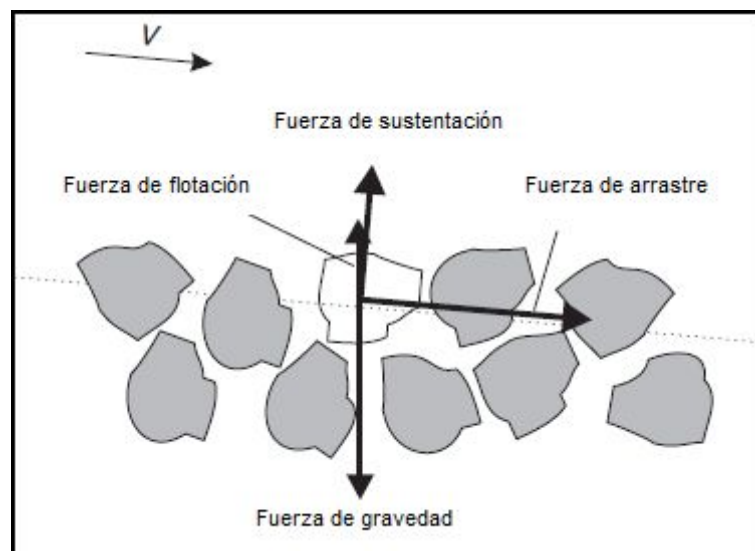


Figura 2.2: Fuerzas que actúan sobre una partícula de sedimento. [Chanson, 2004]



## Umbral de movimiento de sedimentos en el lecho

Las condiciones de flujo y las condiciones de frontera para las cuales el transporte de sedimento empieza a ocurrir se denomina *umbral de movimiento de sedimentos*, el cual no puede definirse con una precisión exacta, pero experimentos han dado buenos resultados consistentes y exactos.

El movimiento de partículas ocurre cuando los momentos de fuerzas desestabilizantes, con respecto al punto de contacto, se vuelven mayores que el momento estabilizante de la fuerza del peso. La condición resultante es una función del ángulo de reposo [van Rijn, 2007].

El inicio del transporte de la carga de lecho ocurre cuando el esfuerzo cortante de lecho  $\tau_o$  es mayor que un valor crítico:

$$(\tau_o)_c = \rho(s-1)gd_s(\tau_*)_c$$

Donde  $(\tau_*)_c$  es el parámetro de estabilidad crítico de Shields y es una función del número de Reynolds de corte  $(d_s V_*/\nu)$ .

El parámetro de estabilidad se define como:

$$\tau_* = \frac{V_*^2}{(s-1)gd_s} = \frac{\tau_o}{\rho(s-1)gd_s}$$

Algunos parámetros pueden afectar el inicio del movimiento de la carga de lecho: la distribución de tamaños de la partícula, la pendiente del lecho, las formas del lecho, la cohesión del material.

### 2.1.3 INICIO DEL MOVIMIENTO DE LA CARGA EN SUSPENSIÓN

El inicio del movimiento de sedimentos está relacionado con la velocidad de corte (o con el esfuerzo cortante de lecho). Si se considera un canal y material de lecho dados, no se observa movimiento de sedimentos para esfuerzos cortantes de lecho muy bajos hasta que  $\tau_o$  excede un valor crítico. Para  $\tau_o$  mayor que el valor crítico ocurre movimiento de carga de lecho.

#### Inicio de la suspensión y esfuerzo cortante crítico de lecho

Considerando una partícula en suspensión, el movimiento de ésta en dirección perpendicular al lecho se relaciona con el balance entre la componente de velocidad de caída de la partícula y la fluctuación de la velocidad turbulenta en la dirección perpendicular al lecho. [Chanson, 2004]

Algunos estudios sobre turbulencia sugieren que la fluctuación de velocidad turbulenta es del mismo orden de magnitud que la velocidad de corte. En base a este razonamiento se tiene el siguiente criterio para el inicio de la suspensión (el cual no tiene en cuenta el efecto de la pendiente del lecho):

$$\frac{V_*}{w_o} > \text{valor crítico} \quad (2.13)$$



Algunos investigadores propusieron criterios para el inicio de la suspensión. Como una primera aproximación, la carga de sedimentos en suspensión ocurre para:

$$\frac{V_*}{w_o} > 0.2 \text{ a } 2 \quad (2.14)$$

## 2.1.4 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS TRANSPORTE DE CARGA DE LECHO

Cuando el esfuerzo cortante del lecho excede un valor crítico, los sedimentos son transportados en forma de carga de lecho y carga en suspensión. Para el transporte de carga de lecho, los modos básicos del movimiento de las partículas son: *rodante*, *deslizante* y por *saltación*.

La tasa de transporte de sedimentos puede medirse por el peso, por la masa o por el volumen. En la práctica se lo expresa a menudo por unidad de ancho y se mide por la masa o por el volumen así tenemos:

$$m_s = \rho_s q_s \quad (2.15)$$

Donde  $m_s$  es la tasa de flujo del sedimento de masa por unidad de ancho,  $q_s$  es el caudal volumétrico de sedimento por unidad de ancho y  $\rho_s$  es la densidad relativa del sedimento.

### Correlaciones empíricas de la tasa de transporte de carga de lecho

El transporte de carga de lecho ocurre cuando:

$$\tau_* > (\tau_*)_c \quad (2.16)$$

Donde  $\tau_*$  es el parámetro de estabilidad de Shields y  $(\tau_*)_c$  es el parámetro de estabilidad crítico de Shields para el inicio del transporte de carga de lecho.

Las predicciones empíricas del transporte de carga de lecho más notorias son las fórmulas de Meyer - Peter y la de Einstein.

La correlación de Meyer - Peter se considera más apropiada para canales anchos y material grueso. Las de Einstein son deducidas de modelos físicos de saltación de granos. Ambas correlaciones dan buenos resultados.

### Cálculo de carga de lecho

El transporte de carga de lecho se encuentra asociado muy de cerca con las fuerzas intergranulares. Este ocurre en una región delgada del fluido cerca al lecho (*capa de carga de lecho*). Se puede considerar que las partículas de carga de lecho se mueven dentro de una región que tiene una altura menor a valores entre 10 y 20 diámetros de la partícula.

Durante el movimiento de carga de lecho, los granos en movimiento se encuentran sometidos a fuerzas gravitacionales, hidrodinámicas e intergranulares. A la inversa, el peso de la carga de lecho se transfiere como un esfuerzo normal a los granos del lecho. El



esfuerzo normal  $\sigma_e$  ejercido por la carga de lecho sobre las partículas inmóviles en este se conoce como el *esfuerzo efectivo* y es proporcional a:

$$\sigma_e \alpha \rho (s - 1) g \cos \theta C_s \delta_s \quad (2.17)$$

Donde  $\delta_s$  es el espesor de la carga de sedimento,  $C_s$  es la concentración volumétrica de sedimentos en la capa de carga de lecho y  $\theta$  es la pendiente longitudinal del lecho.

El esfuerzo normal incrementa la potencia friccional del lecho de sedimentos y el esfuerzo cortante de frontera se aplica a la capa superior de los granos inmóviles, como: [Chanson, 2004]

$$\tau_o = (\tau_o)_c + \sigma_e \tan \phi_s \quad (2.18)$$

Donde  $(\tau_o)_c$  es el esfuerzo cortante crítico de lecho para el inicio de la carga de lecho y  $\phi_s$  es el ángulo de reposo.

## 2.1.5 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS TRANSPORTE DE CARGA EN SUSPENSIÓN

El sedimento en suspensión se describe como el movimiento de partículas de sedimento durante el cual las partículas se encuentran rodeadas por el fluido.

La suspensión de sedimentos ocurre cuando el flujo turbulento es lo suficientemente fuerte para balancear el peso de la partículas ( $V_*/w_o > 0.2$  a  $2$ ). La cantidad de partículas transportadas mediante suspensión se conoce como la carga en suspensión.

El término carga de lavado describe el flujo de entrada de partículas finas en suspensión que no actúa con el material del lecho (carga de lecho y suspensión) y permanece en suspensión.

El transporte de materia suspendida ocurre por una combinación de difusión advectiva y convección. La *difusión advectiva* caracteriza el movimiento aleatorio y de mezcla de partículas a través de toda la profundidad del agua sobrepuesta al movimiento longitudinal del flujo. En una corriente con partículas más pesadas que el agua, la concentración de sedimentos es mayor cerca al fondo y la difusión turbulenta induce una migración de los granos hacia arriba a regiones de concentraciones más bajas. De la ecuación de la continuidad para la materia de sedimentos se deduce un balance promedio en el tiempo entre los flujos de asentamiento y difusivos.

$$D_s \frac{dC_s}{dy} = -w_o C_s \quad (2.19)$$

siendo  $C_s$  concentración local de sedimentos a una distancia y medida perpendicular al lecho del canal,  $D_s$  es la difusividad del sedimento o coeficiente de mezcla de sedimentos y  $w_o$  es la velocidad de asentamiento de la partícula.

El movimiento de sedimentos por convección ocurre cuando la longitud de mezcla turbulenta es grande comparada con la escala de longitud de la distribución de sedimentos.



El proceso de difusión advectiva algunas veces se conoce como el gradiente de difusión y se observa en la figura 2.3.

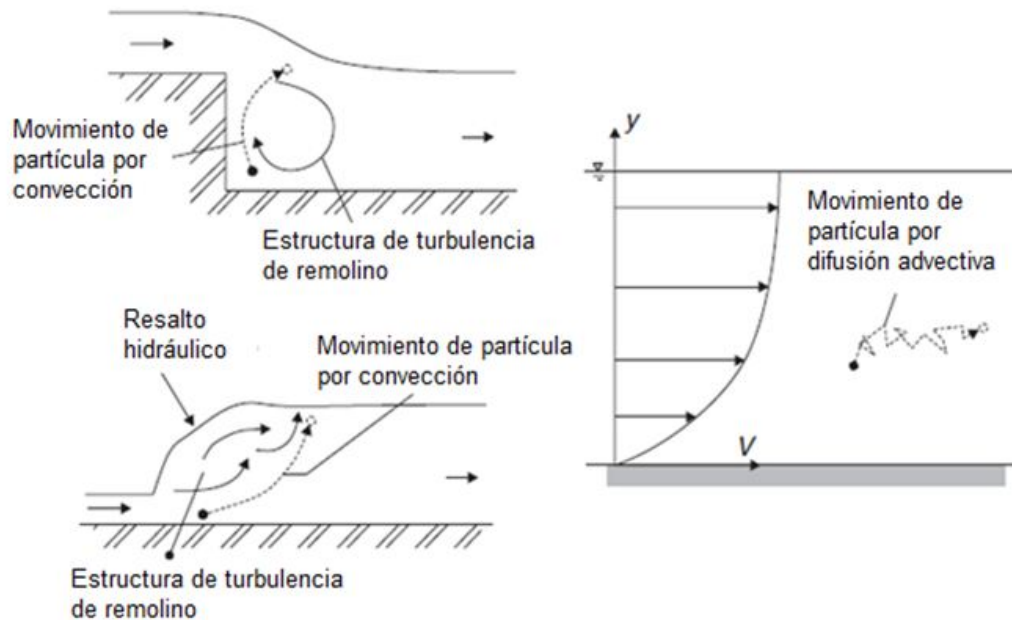


Figura 2.3: Movimiento de sedimento suspendido por procesos de convección y difusión. [Chanson, 2004]

### Difusión advectiva de suspensión de sedimentos

Para un coeficiente de difusión de sedimentos constante, la solución de la ecuación de continuidad para sedimentos es:

*Coeficiente constante difusión*

$$C_s = (C_s)_{y=y_s} \exp\left(-\frac{w_o}{D_s}(y - y_s)\right) \quad (2.20)$$

donde  $(C_s)_{y=y_s}$  es la concentración de sedimentos en un sitio de referencia ( $y = y_s$ ).

En corrientes naturales la turbulencia es generada por la fricción en el fondo: es más fuerte cerca del lecho del canal que cerca a la superficie libre. Por consiguiente la suposición  $D_s =$  constante no es realista y la ecuación 2.20 no debería aplicarse a corrientes naturales.

### Concentración de sedimentos en corrientes

En corrientes que fluyen la difusividad de sedimentos puede suponerse como casi igual al coeficiente de difusión turbulento (es decir la "viscosidad de remolino"). La viscosidad de remolino es un coeficiente de transferencia de momentum, que expresa dicha transferencia desde puntos donde el momentum por unidad de volumen ( $\rho v$ ) es alto hasta puntos en donde este es bajo.

En flujos en canales abiertos, la viscosidad de remolino, y por consiguiente la difusividad de sedimentos  $D_s$  puede estimarse como:

$$D_s \approx KV_*(d - y) \frac{y}{d} \quad (2.21)$$



donde  $d$  es la profundidad de flujo,  $V_*$  es la velocidad de corte y  $K$  es la constante de von Karman ( $K=0.4$ ).

La integración de la ecuación de continuidad para sedimentos da la distribución de la concentración de sedimentos a través de la profundidad de flujo:

$$C_s = (C_s)_{y=y_s} \left( \frac{\frac{d}{y} - 1}{\frac{d}{y_s} - 1} \right)^{w_o/(KV_*)} \quad (2.22)$$

donde  $(C_s)_{y=y_s}$  es concentración de sedimentos de referencia en el sitio de referencia ( $y = y_s$ ).

## 2.1.6 CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y TRANSPORTE TOTAL DE SEDIMENTOS

El caudal total de sedimentos es el volumen total de partículas de sedimentos en movimiento por unidad de tiempo, incluye el transporte de sedimento por movimiento de carga de lecho y por suspensión al igual que la carga de lavado, como se observa en la figura 2.4.

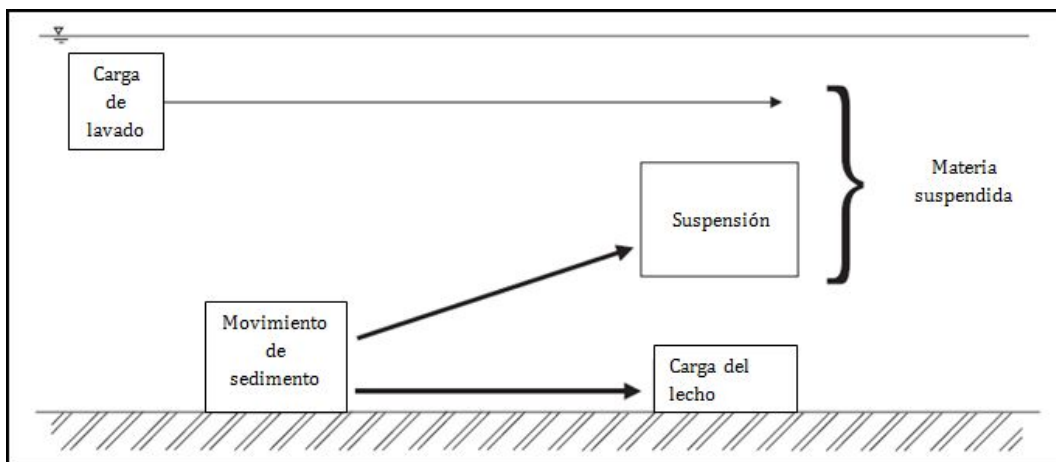


Figura 2.4: Clasificación del transporte de sedimentos. [Chanson, 2004]

A pesar de las numerosas investigaciones realizadas no se puede predecir con exactitud el movimiento “real” de sedimentos en corrientes naturales, además las fórmulas predicen la *capacidad de transporte de sedimentos* de una mezcla conocida de sedimentos en el lecho, no se tiene en cuenta el sedimento que entra ni la erosión ni la acreción.

La capacidad de transporte de sedimentos es igual a la suma de la tasa de transporte de carga de lecho y la tasa de transporte en suspensión:

$$q_s = (q_s)_{cl} + (q_s)_s \quad (2.23)$$

Donde tenemos:





### Tasa de transporte de carga de lecho

$$(q_s)_{cl} = (C_s)_{cl}(\delta_s)_{cl}(V_s)_{cl} \quad (2.24)$$

### Tasa de transporte de sedimento en suspensión

$$(q_s)_s = \int_{\delta_s}^d C_s v dy = (C_s)_{medio} q \quad (2.25)$$

y  $\delta_s$  es el espesor de la capa de carga de lecho,  $d$  es la profundidad de flujo,  $q$  es el caudal de agua por unidad de ancho, el subíndice  $cl$  se refiere a la capa de carga de lecho y  $v$  es la velocidad local en una distancia  $y$  medida perpendicularmente al lecho del canal.

Estas ecuaciones dan un estimado de la capacidad de transporte de sedimento del flujo para una configuración de canal dada y para un lecho móvil plano.

Limitaciones de los cálculos: [Chanson, 2004]

- No uniformidad del flujo, presencia de corrientes secundarias.
- Curvas, irregularidades en el canal, forma de la orilla, formación de barras, presencia de formas de lecho.
- Cambio en el régimen del flujo.
- Régimen de transición.

### Erosión, acreción y movimiento del lecho de sedimentos

La erosión o acreción del lecho del canal además de ser funciones de la capacidad del transporte de sedimentos dependen de las condiciones del afluente como son el cambio en la pendiente del lecho, el incremento del ancho del canal y el cambio en el caudal de crecientes. [Chanson, 2004]

## 2.1.7 CONSIDERACIONES PARA MORFODINÁMICA

La velocidad de sedimentación de las partículas es la propuesta por Soulsby. [García, 2008; van Rijn y otros, 2007]

$$w_o = \frac{\nu}{d_s} \left[ \left( 10.36^2 + 1.049 D_*^3 \right)^{1/2} - 10.36 \right] \quad (2.26)$$

donde

$$D_* = \left[ \frac{gR}{\nu^2} \right]^{1/3} d_s \quad (2.27)$$

Aquí  $g$  es la gravedad,  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua,  $d_s$  es el diámetro medio de los granos y  $R = (\rho_s - \rho) / \rho$  es el peso específico sumergido de los granos.





## 2.2 MODELOS HIDRÁULICOS

Algunos de los fenómenos que ocurren en la naturaleza y dentro del campo de la hidráulica son complejos, lo que no permite que puedan ser manejados exclusivamente de forma matemática, por este motivo es conveniente recurrir al empleo de técnicas experimentales, como herramienta en la obtención de soluciones prácticas, aplicadas a problemas de ingeniería y obras hidráulicas en general. La ingeniería hidráulica durante mucho tiempo ha estado y sigue estando basada en resultados empíricos y teóricos. Con el desarrollo progresivo de técnicas y teorías se ha logrado que muchos de los problemas en el campo de la hidráulica se puedan resolver mediante el empleo de modelos hidráulicos a escala. [French, 1988; Chow, 2004]

Los modelos hidráulicos son una fuente de predicción confiable para los ingenieros, debido a su necesidad esencial de predecir en forma exacta el comportamiento de las estructuras hidráulicas bajo las condiciones de diseño, las condiciones de operación y las situaciones de emergencia, razón por la cual un diseño apropiado de estructuras hidráulicas se deduce utilizando un modelo. [Chanson, 2004]

Para que un modelo hidráulico represente a escala a un objeto real o prototipo se requiere que el diseño del modelo reducido sea correcto, este bien operado y sobre todo los resultados tienen que ser interpretados con sentido crítico y debe cumplir con las siguientes condiciones de similitud. [French, 1988; Streeter y otros, 2000]

**Similitud geométrica:** Entre modelo y prototipo existe similitud geométrica si las razones de sus dimensiones correspondientes son iguales. Con esto se refiere sólo a similitud en la forma.

$$\frac{L_p}{L_m} = L_r \quad \text{o} \quad \frac{A_p}{A_m} = L_r^2 \quad (2.28)$$

donde  $L_r$  razón de escala de longitud.

**Similitud cinemática:** Es cuando las trayectorias del movimiento de modelo y prototipo son geoméricamente similares. Las velocidades homólogas de modelo y prototipo son iguales.

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{\frac{L_p}{T_p}}{\frac{L_m}{T_m}} = V_r \quad (2.29)$$

**Similitud dinámica (o hidráulica):** Es cuando la relación entre las fuerzas igualmente dispuestas de modelo y prototipo son iguales. A partir de la segunda ley de Newton  $\Sigma F = m \cdot a$  se obtiene la semejanza completa. Las fuerzas que pueden actuar en un fenómeno hidráulico son la inercia, el peso, la viscosidad, la tensión superficial y la elasticidad.

$$\frac{\Sigma F_p}{\Sigma F_m} = \frac{M_p \cdot a_p}{M_m \cdot a_m} \quad (2.30)$$

Los subíndices  $p$  y  $m$  se refieren a los parámetros del prototipo y del modelo respectivamente y el subíndice  $r$  indica la relación de cantidades prototipo modelo.

A diferencia de la similitud geométrica y cinemática, la similitud dinámica es un ideal que raramente puede lograrse en la práctica. Generalmente en los modelos de interés para el ingeniero hidráulico, el flujo conveniente debe ser turbulento.



Los modelos basados en la ley de Froude aseguran que la fuerza primordial que causa el movimiento del fluido es la gravedad y que todas las otras fuerzas (fricción del fluido y la tensión superficial) pueden despreciarse. [French, 1988]

A continuación se deducen ecuaciones a partir de esta ley.

$$Fr_p = Fr_m \quad \frac{V_p}{\sqrt{g_p y_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m y_m}} \quad (2.31)$$

donde

$Fr$  → Número de Froude.

$V_m, V_p$  → Velocidad del modelo y prototipo

$g_m, g_p$  → Gravedad del modelo y prototipo

$y_m, y_p$  → Altura de la lámina de agua del modelo y del prototipo

Debido a que prototipo y modelo están colocados en el mismo lugar, la gravedad es la misma.

$$\frac{g_p}{g_m} = 1 \quad (2.32)$$

$$V_r = \frac{V_p}{V_m} \quad L_r = \frac{y_p}{y_m} \quad V_r = \sqrt{L_r} \quad (2.33)$$

$$A_r = L_r \cdot L_r = L_r^2 \quad Q_r = A_r \cdot V_r = L_r^{5/2} \quad (2.34)$$

Donde:

$V_r$  → Escala de velocidades

$L_r$  → Escala de longitudes

$A_r$  → Escala de áreas

$Q_r$  → Escala de caudales

También se considera la ley de Reynolds, en los que la viscosidad es la fuerza primordial, y por ende se pueden despreciar en forma segura las fuerzas de gravedad y de tensión superficial. [French, 1988]

Sus ecuaciones se muestran a continuación.

$$Re_r = 1 \quad (2.35)$$

donde  $Re$  Número de Reynolds

$$Re_p = Re_m \quad (2.36)$$

$$V_r = \frac{\mu_r}{\rho_r L_r} \quad y \quad T_r = \frac{L_r \rho_r}{\mu_r} \quad (2.37)$$



Donde:

$\rho_r \rightarrow$  razón de densidad

$\mu_r \rightarrow$  razón de viscosidad dinámica

En el flujo de canales abiertos, la presencia de la superficie libre de agua asegura el dominio de las fuerzas de gravedad; por ende, la ley de Froude es el principio fundamental sobre el que se construyen casi todos los modelos hidráulicos de canales abiertos. El único método para mantener los efectos viscosos iguales en el modelo y en el prototipo es el de mantener iguales los números de Reynolds y Froude.

Al construir un modelo físico hidráulico se debe considerar que el modelo tiene que: [French, 1988]

- 1) Ser una réplica geoméricamente escalada y precisa del prototipo.
- 2) Mantener su consistencia y precisión geométrica durante su operación.
- 3) Disponer de las estructuras necesarias para controlar y medir el gasto.
- 4) Versatilidad para realizar cambios fácil y rápidamente en detalle.
- 5) Ser consistente con el propósito del estudio y su presupuesto.

Los modelos deben construirse con materiales fácilmente disponibles como la madera, concreto, metal, etc. Los equipos de taller requeridos para preparar y modelar estos materiales también deben estar disponibles. En muchos casos, gran parte del tiempo requerido para llevar a cabo un estudio en un modelo se emplea en los procesos de diseño y construcción. [French, 1988]

La buena calibración de un modelo numérico o físico requiere datos precisos del prototipo referentes a la geometría del canal, las elevaciones de la superficie del agua, el transporte de sedimento y las velocidades. La verificación requiere datos independientes de los de la calibración y busca confirmar que el modelo haya sido correctamente calibrado. [French, 1988]

## 2.2.1 MODELOS DISTORSIONADOS

Los modelos de escala distorsionada se apartan de un cumplimiento estricto de similitud dinámica, se encuentran sólo en el estudio de fenómenos de canales abiertos y se originan a partir de dos conjuntos de circunstancias:

- 1) "Para un modelo no distorsionado la superficie requerida sería tan grande que el espacio y consideraciones económicas establecen que la escala horizontal del modelo debe ser pequeña. De esta manera, si la escala vertical fuese igual a la horizontal, el tirante sería tan pequeño que no se podría medir en forma satisfactoria. Por esta razón se suele considerar el aumento de la escala vertical del modelo, relativa a la escala horizontal." [French, 1988]



- 2) “El objetivo de un modelo de fondo móvil es simular el movimiento de material de fondo, las pendientes y velocidades que se tendrían en un modelo no distorsionado serían demasiado pequeñas para mover cualquiera de los típicos materiales utilizados como material de fondo. Se considera que se debe emplear una escala vertical mayor que la horizontal.”[French, 1988]

Un modelo distorsionado es un modelo físico en el cual la escala geométrica es diferente en cada dirección principal. Así, los modelos en los ríos se diseñan a menudo con una relación de escala mayor en las direcciones horizontales que en la vertical:  $X_r > Z_r$ . Es por eso que en modelos con escalas distorsionadas la principal dificultad es asegurar que el modelo sea lo suficientemente rugoso para que no se distorsione la conversión de energía cinética a potencial y viceversa. [Chanson, 2004]

Un modelo distorsionado de ríos se diseña con una similitud de Froude:

$$Fr_p = Fr_m \quad (2.38)$$

en donde la relación de escalas del número de Froude se relaciona con la relación de escalas verticales.

$$Fr_r = \frac{V_r}{\sqrt{Z_r}} \quad (2.39)$$

De la misma manera que para un modelo no distorsionado, el flujo en el modelo distorsionado debe ser turbulento, y de preferencia turbulento completamente rugoso con la misma rugosidad relativa que la del prototipo:

$$(k_s)_r = Z_r \quad (2.40)$$

donde  $k_s$  es la altura de rugosidad.

La similitud de Froude implica que:

$$\text{Velocidad:} \quad V_r = \sqrt{Z_r} \quad (2.41)$$

$$\text{Caudal:} \quad Q_r = V_r X_r Z_r = Z_r^{3/2} X_r \quad (2.42)$$

$$\text{Tiempo:} \quad T_r = \frac{X_r}{V_r} = \frac{X_r}{\sqrt{Z_r}} \quad (2.43)$$

$$\text{Pendiente longitudinal del lecho:} \quad (\tan \theta)_r = \frac{Z_r}{X_r} \quad (2.44)$$

siendo  $\theta$  el ángulo entre el lecho del canal y la horizontal.

Los modelos distorsionados tienen las siguientes ventajas.

- Las velocidades de flujo y la turbulencia en el modelo son mayores.



- La escala temporal se reduce.
- El número de Reynolds es más grande, mejorando la similitud dinámica prototipo a modelo.
- La mayor escala vertical ( $Z_r > X_r$ ) permite una mayor exactitud en las mediciones de la profundidad de flujo.

La **distorsión vertical** tiene además la ventaja de incrementar en el modelo el valor del número de Reynolds  $Re$ , incrementa la precisión de las medidas de flujo - velocidad y profundidad en el modelo, también asegura el flujo turbulento y mantiene la similitud cinemática en el modelo, reduciendo su costo. [Ettema y otros, 2000]

## 2.2.2 MODELOS DE FONDO FIJO DE RÍOS O DE CANALES

En los ríos o canales no es importante el movimiento de fondo, por lo tanto se puede emplear un modelo distorsionado o no distorsionado en función de las características que se presenten. Se recomienda el uso de un modelo no distorsionado siempre que el estudio involucre la reproducción de flujo supercrítico, transiciones, patrones de ondas, o perfiles de la superficie del agua. Se emplea un modelo distorsionado cuando se requiera reproducir la capacidad del canal o su capacidad de almacenamiento. [French, 1988]

## 2.2.3 MODELACIÓN FÍSICA DE HIDRÁULICA DE LECHO MÓVIL

Se utilizan cuando es de vital importancia el movimiento de materiales que componen los taludes y el fondo de un canal. En estos modelos se utilizan arena, partículas de lucita, café, etc. en los que la velocidad del fluido sea mayor que la crítica para iniciar su transporte y arrastre. Se los utilizan en el estudio de procesos de erosión, sedimentación local y regional, transporte de sedimentos, estabilidad de playas o cauces, procesos costeros y otros. Son empleados para abordar problemas en la morfología general de ríos, es decir cambios en las pendientes del río, sección transversal, erosión, sedimentación, y cambios en el gasto y arrastre de sedimentos asociados a estructuras hidráulicas, o cambios en el uso de la tierra; encauzamiento de ríos en la eliminación de curvas o meandros, reubicación del canal principal, y la óptima ubicación y diseño de espigones. También en el desarrollo de llanuras de inundación, ubicación y diseño de pilas y puentes, erosión debajo de cortinas y cruces de tuberías. [French, 1988]

En comparación con los modelos de fondo fijo, el diseño y operación de un modelo de fondo móvil es mucho más complejo, teniéndose las siguientes dificultades:

- 1) La rugosidad de frontera del modelo está controlada por los procesos de transporte del sedimento.
- 2) Se deben simular los procesos de transporte de sedimentos (arrastre de fondo y suspensión).



Para el análisis es necesario la definición del esfuerzo cortante en la frontera:

$$\tau_o = \frac{f}{8} \rho V^2 \quad (2.45)$$

Donde  $f$  es el factor de fricción de Darcy y  $V$  es la velocidad de flujo.

## MOVIMIENTO DE CARGA DE LECHO

La ocurrencia del movimiento de carga de lecho puede predecirse utilizando el diagrama de Shields, que establece el parámetro de estabilidad crítico en función del esfuerzo cortante crítico:

$$(\tau_*)_c = \frac{(\tau_o)_c}{\rho g (s-1) d_s} = F_1 \left( \rho \frac{d_s V_*^3}{\mu} \right) \quad (2.46)$$

Donde  $d_s$  es el tamaño del sedimento,  $s$  es la densidad relativa de la partícula de sedimento y  $V_*$  es la velocidad de corte.

La similitud perfecta modelo-prototipo con respecto a la ocurrencia de movimiento de carga de lecho ocurre cuando:

$$((\tau_*)_c)_m = ((\tau_*)_c)_p \quad (2.47)$$

y

$$\left( \rho \frac{d_s V_*^3}{\mu} \right)_m = \left( \rho \frac{d_s V_*^3}{\mu} \right)_p \quad (2.48)$$

Donde los subíndices  $m$  y  $p$  se refieren a las cantidades del modelo y del prototipo respectivamente.

Expresando el esfuerzo cortante de lecho como una función del factor de fricción de Darcy y para una similitud de Froude, la igualdad del parámetro de Shields en el modelo y en el prototipo se debe satisfacer:

*Para Modelo no distorsionado*

$$(d_s)_r (s-1)_r = L_r \quad (2.49)$$

*Para Modelo distorsionado*

$$(d_s)_r (s-1)_r = \frac{Z_r^2}{X_r} \quad (2.50)$$

La similitud de Froude implica que la resistencia al flujo en el modelo será similar que la del prototipo:

$$f_r = 1$$

*Para un Modelo distorsionado (canal ancho y pendiente plana)*

$$f_r = \frac{Z_r}{X_r}$$



### ***Tasa de sedimento de carga de lecho***

La tasa de transporte de fondo por unidad de ancho se relaciona con las características de la capa de carga de lecho como: [Pagliara, 2007]

$$q_s = C_s \delta_s V_s \quad (2.51)$$

Donde  $V_s$  es la velocidad promedio de sedimento en la capa de carga de lecho,  $C_s$  es la concentración media de sedimento en la capa de carga de lecho y  $\delta_s$  es el espesor de la capa de carga de lecho.



Al utilizar las correlaciones existentes:

Referencia	Características de la capa de carga de lecho	Anotaciones
Nielsen (1992)	$C_s = 0.65$ $\frac{\delta_s}{d_s} = 2.5(\tau_* - (\tau_*)_c)$ $\frac{V_s}{V_*} = 4.8$	Modelo Simplificado
van Rijn (1984a, 1993)	$C_s = \frac{0.117}{d_s} \left( \frac{\nu^2}{(s-1)g} \right)^{1/3} \left( \frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} - 1 \right)$ $\frac{\delta_s}{d_s} = 0.3 \left( d_s \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \right)^{0.7} \sqrt{\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} - 1}$ $\frac{V_s}{V_*} = 9 + 2.6 \log_{10} \left( d_s \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \right) - 8 \sqrt{\frac{(\tau_*)_c}{\tau_*}}$	Para $\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} < 2$ y $d_s = d_{50}$ Basado en datos de laboratorio $0.2 \leq d_s \leq 2 \text{ mm}$ $d > 0.1 \text{ m}$ $F_r < 0.9$
Meyer-Peter (1949, 1951)	$\frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd_s^3}} = \left( \frac{4\tau_o}{\rho(s-1)gd_s} - 0.188 \right)^{3/2}$	Experimentos de laboratorio. Mezcla de partículas. Nota: $d_s = d_{50}$ .

Tabla 2.1: Correlaciones empíricas y semiempíricas de transporte de carga de lecho. [Chanson, 2004]

Junto con la condición de similitud de movimiento de carga de lecho se tiene:

*Modelo no distorsionado*

$$(q_s)_r = \sqrt{L_r} \quad (2.52)$$

*Modelo distorsionado*

$$(q_s)_r = \frac{Z_r}{\sqrt{X_r}} \quad (2.53)$$





## SUSPENSIÓN

### *Ocurrencia de la suspensión*

Para movimiento de asentamiento turbulento, el coeficiente de arrastre es una constante. Además, la relación de escalas del parámetro de sedimento en suspensión es:

$$\left(\frac{V_*}{w_o}\right)_r = \frac{\sqrt{L_r}}{\sqrt{(d_s)_r(s-1)_r}} \quad (2.54)$$

Si se satisface la condición para la similitud del movimiento de carga de lecho, se obtiene:

$$\left(\frac{V_*}{w_o}\right)_r = 1 \quad (2.55)$$

Si se alcanza la similitud del movimiento de carga de lecho, también se satisface la similitud de asentamiento turbulento de partículas.

# Capítulo 3

## MATERIALES Y MÉTODOS

### 3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO PARA CONTROL DE INUNDACIONES BULUBULU - CAÑAR - NARANJAL

La cuenca baja del río Guayas, es una de las regiones con mayor potencial para el desarrollo del país, especialmente en el campo agrícola, pero a su vez integra una zona que debe afrontar inundaciones periódicas debido a precipitaciones pluviales extremas y a la fisiografía particular de la zona, acciones naturales que impiden su progreso. El proyecto control de inundaciones Bulubulu - Cañar - Naranjal consiste en la implementación de un sistema integral de medidas de ingeniería para el control de inundaciones y estabilización de cauces, con la finalidad de mitigar los riesgos bio-ambientales que generan las precipitaciones. En los estudios de factibilidad de han adoptado tres alternativas siendo la mejor solución la alternativa 3 que consiste en una serie de obras en los tres sistemas Bulubulu, Cañar y Naranjal. Ver anexo A.1. [Pino, 2010]

#### SISTEMA BULUBULU

- **Tres obras de derivación:** Una implantada sobre el río Bulubulu, a la altura de Manuel de J. Calle, otra en el río Boliche, en el sitio de confluencia del Bulubulu con el Barranco Alto, y la última sobre el río Chimbo, aproximadamente en la coordenada 662.000E, 9'747.000N (WGS84-17SUR).
- **Bypass:** La derivadora Bulubulu ha sido diseñada para permitir el desvío de un caudal de  $320m^3/s$  hacia el bypass 1, de aproximadamente 20 km de longitud; la derivadora Chimbo para el desvío de un caudal de  $300m^3/s$  hacia el bypass 5, de aproximadamente 3 km de longitud; la derivadora Boliche para posibilitar el desvío de un caudal de  $400m^3/s$  hacia el bypass 2, de aproximadamente 10 km de longitud. Los bypasses indicados confluyen aproximadamente en la coordenada 657.000E, 9'739.000N (WGS84-17SUR), punto desde el cual se inicia el denominado bypass 3, de aproximadamente 20 km de longitud, que conduce un caudal de  $560m^3/s$ .
- **Descarga:** Al final del bypass 3, se produce un ensanchamiento que cubre cerca de 200 ha., de modo que la velocidad disminuye considerablemente antes de llegar al Estero del Churute.

Como resultado de las mejoras propuestas, a más de la disminución de entrada de sedimentos al bypass 1, se logrará que la derivadora capte el caudal total para el que fue diseñado, es decir  $320m^3/s$ . La derivadora Las Maravillas consiste de un canal con control de compuertas en el río y un vertedero de caída libre sin compuertas hacia el reservorio. El



caudal máximo en el río en el lugar de la derivadora es  $600m^3/s$ , de los cuales mediante el sistema de control propuesto se permitirá un paso máximo de  $250m^3/s$ , se colocará un sistema de tres compuertas de tipo radial.

## **SISTEMA CAÑAR**

La solución del control de inundaciones del sistema Cañar comprende una derivación del caudal en excesos a través de un solo bypass denominado Cañar. El sistema Cañar está concebido de forma que el caudal máximo que pueda pasar por Puerto Inca sea  $1000m^3/s$  durante una crecida máxima correspondiente a un período de retorno de 50 años, es decir disminuir el caudal esperado en este sitio de control, que de acuerdo al estudio hidrológico asciende a  $2100m^3/s$ . Para lograr este objetivo todos los caudales en exceso serán derivados por el bypass Cañar y transportados hacia la descarga en el estero Soledad Grande.

La derivadora Cañar capta los excesos de crecida del río Cañar, un caudal máximo de  $1100m^3/s$ , hacia un bypass que desemboca al estero Churute a través del estero Soledad Grande. Consiste en un canal con control de compuertas en el río y un vertedero de caída libre sin compuertas en el bypass. La estructura que queda del lado del río será una estructura de hormigón de sección rectangular, dotada de ranuras para colocar tablonces de cierre (stop logs), para casos de emergencias o de requerirse mantenimiento. Adicionalmente, se dispone de un sistema de compuertas de fondo diseñadas para un rango de caudales que varíe el paso hacia el río Cañar entre 400 y  $800 m^3/s$ .

## **SISTEMA NARANJAL**

El control de inundaciones de este sistema consiste en la protección de los ríos y un control de torrentes, esto implica la rectificación y ampliación de todo el río Naranjal, así como las obras de protección necesarias de sus afluentes. Debido a que es común que las pendientes de los ríos de este sistema sean demasiado bajas, da como resultado que incluso con caudales pequeños, los anchos necesarios resultan exageradamente grandes. De acuerdo a los anchos se colocarán diques de protección de modo de formar un cauce con la suficiente capacidad hidráulica.

## **3.2 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL MODELO MORFOLÓGICO DEL RÍO CAÑAR**

### **3.2.1 CONSIDERACIONES DE HIDROLOGÍA FLUVIAL PARA EL MODELO**

En consideración de que el cauce en análisis corresponde a un río aluvial, se ha dado relevancia como explicación causal de los fenómenos de flujo, de procesos erosivos y de transporte de sedimentos, a la hidrología fluvial de los eventos de regularidad hidrológica y a la hidrología de eventos extremos.



### ***Hidrología de caudales clasificados y de avenida de diseño***

Tomando en cuenta el estudio de la regularidad hidrológica en términos de escala temporal realizado para los caudales de permanencia importantes, se establece de la curva de caudales clasificados el valor medio de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  obtenido sobre la base de la información del estudio hidrológico. Así mismo, y para efectos de identificación de caudales formativos y para validación de los procesos de transporte de sedimento, se ha considerado caudales en el rango correspondiente a los medios anuales del período húmedo  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  y caudales promedio de valores pico en el orden de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ . Adicionalmente al régimen anual se ha incorporado el estudio para un evento extraordinario de avenida correspondiente a un período de retorno de 50 años, cuyo caudal pico (máximo instantáneo) corresponde a  $1516 \text{ m}^3/\text{s}$  para efectos de estudio de vulnerabilidad a procesos de sedimentación luego de un evento de crecida, se empleó un hidrograma de 6 días.

### ***Hidrograma de diseño***

Para el estudio del modelo, se consideró el hidrograma de avenida para un período de retorno de 50 años que se indica a continuación en la figura 3.1, mismo que fuera obtenido durante la ejecución del estudio hidrológico. Cabe señalar que la pendiente de ascenso unitario de caudal, es un claro indicador de los potenciales procesos erosivos y de transporte de sedimentos, asociados a las condiciones de transición morfológica del cauce.

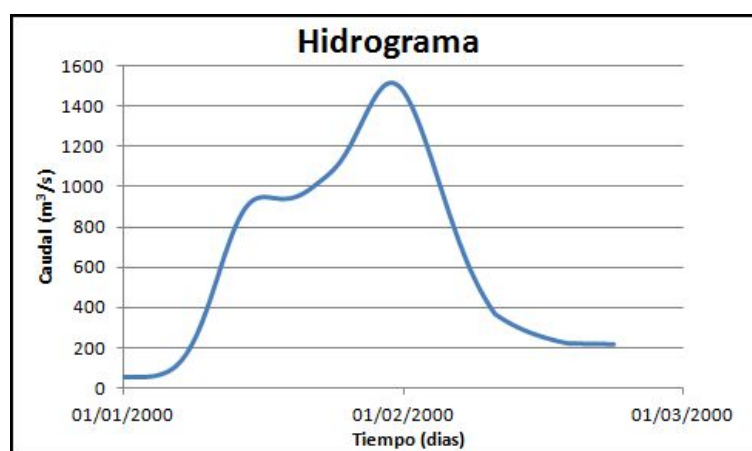


Figura 3.1: Hidrograma para la derivadora Cañar de 50 años de período de retorno

## **3.2.2 ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DEL CAUCE**

Previo al proceso de construcción y estudio del modelo físico, se ha establecido de importancia realizar un análisis de las condiciones de orden morfológico que presenta el cauce de estudio.

Considerando que el tramo en estudio, corresponde a la zona de transición entre estribación de montaña y la llanura (ver figura 3.2), se ha establecido pertinente identificar características importantes a lo largo del cauce en un trayecto de aproximadamente 5 km.

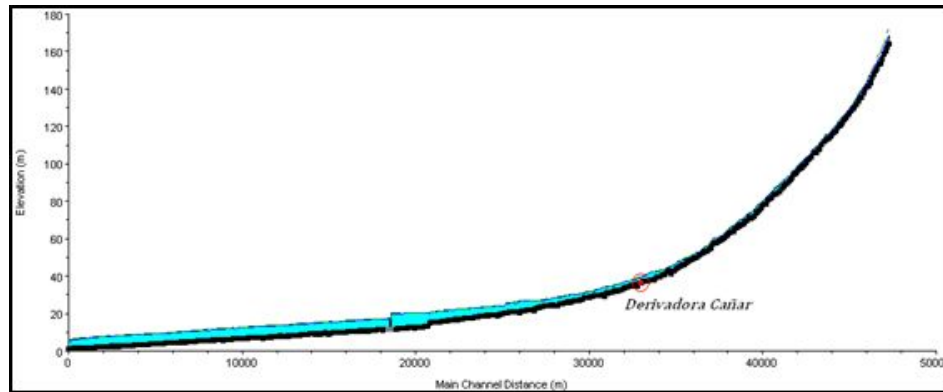


Figura 3.2: Perfil Longitudinal del Cauce en el Tramo de Estudio

De la inspección realizada a la configuración en planta que presenta el cauce de estudio tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del sitio de emplazamiento de la obra de derivación, se identifica lo siguiente:

- El tramo de interés pertenece a un río aluvial que presenta las típicas llanuras de inundación sobre material sedimentario proveniente del transporte ocasionado por el propio río.
- El cauce presenta características de un río trenzado en la zona de interés del proyecto (ver Figura 3.3), lo cual es indicativo de la potencial capacidad para transporte de sedimento. Esta observación es compatible plenamente con el hecho de que se trata del tramo que corresponde a pie de montaña, y por lo tanto presenta el descenso de la pendiente longitudinal del mismo, siendo un proceso natural la continua evolución por sobre la llanura de inundación. Se establece entonces que el río presenta un cauce relativamente inestable ante la presencia de un evento de crecida que puede cambiar la configuración correspondiente al régimen de regularidad hidrológica.



Figura 3.3: Configuración Natural del Cauce en el Tramo de Emplazamiento



- Para el tramo hacia aguas abajo y a medida que disminuye la pendiente, fuera de la zona de interés de la obra de derivación de caudales, en el río se empieza a identificar la morfología típica de un cauce sinuoso.
- La pendiente longitudinal varía de 4 por mil a 2.5 por mil para el tramo de interés del modelo.
- Para el ancho del cauce se tienen variaciones del orden de 650 m en la zona aguas arriba del emplazamiento de la obra a valores del orden de 770 m inmediatamente aguas abajo, con referencia a las llanuras de inundación.
- Adicionalmente, inmediatamente aguas abajo de la estructura de compuertas, la configuración morfológica del cauce establece una amplia zona cóncava hacia la margen derecha, la misma que ha sido preliminarmente identificada como potencial zona de depósito de material de arrastre y de suspensión en eventuales crecidas para propósitos de explotación comercial.

### 3.2.3 CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL MODELO

Para la implementación del modelo y para los correspondientes trabajos de calibración, se ha considerado los grados de libertad para la planta, ancho (dentro de la limitación impuesta por los diques de control de inundación) y calado de flujo. A través de la observación de dichos parámetros se realizó el establecimiento del cauce base para el modelo de tal manera que se pueda a futuro tomar en cuenta los aspectos de variación espacial y temporal en el tramo analizado.

Para la inspección de las condiciones morfológicas que corresponden a las de un río trezado, considerando como criterio de distinción que la potencia de flujo por unidad de peso, de longitud y de ancho sea mayor a un valor dado, se empleó la relación:

$$S_o \cdot Q^{0.44} > 0.0116$$

Donde  $S_o$  es pendiente longitudinal del cauce y  $Q$  es el caudal dominante (formativo).

Para la cual se obtiene un valor del orden de  $55 \text{ m}^3/\text{s}$  como caudal mínimo formativo para condiciones de cauce trezado. Si bien se considera necesario identificar una aproximación al caudal formativo del cauce a fin de aportar a un mejor entendimiento del comportamiento de morfología de mayor representatividad antes de considerar el evento de la avenida de diseño, dadas las condiciones de morfología trezada, en este sentido se hace más difícil el establecimiento de un caudal dominante (caudal formativo) al cual se le pueda atribuir de forma exclusiva una geometría en planta. Sin embargo, para efectos de estudio de condiciones de equilibrio para el modelo se ha optado por incorporar al caudal medio de los periodos húmedos ( $120 \text{ m}^3$ ) como caudal de partida para formación de lecho y para el posterior estudio de equilibrio de pendiente y del proceso de transporte de sólidos.



Para el estudio de propósitos cualitativos en el modelo se ha considerado los aspectos relevantes a pendiente longitudinal, caudal líquido, caudal de sólidos, y caracterización de material transportado, que han permitido el establecimiento de un cauce en equilibrio ante los procesos de flujo hidráulico y de transporte de sedimento.

### 3.3 CONCEPTUALIZACIÓN PARA EL MODELO

Para el modelo se ha planteado considerar las siguientes condiciones relevantes:

- Identificación de los efectos debidos a la configuración geométrica en planta prevista para la obra de derivación.
- División de caudales a través de la estructura de compuertas y del vertedero de caída libre.
- Proceso de transporte de sedimento y de depositación aguas arriba de la obra de derivación.
- Caracterización de las condiciones hidráulicas de flujo relevantes para la obra (calados, distribución de velocidad).
- Identificación de obras complementarias para funcionamiento de la obra.
- Identificación de otros fenómenos hidráulicos que pudieran ser de interés para el diseño de la obra de derivación.

#### 3.3.1 ESTRUCTURACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ESTUDIO

Para el estudio y la simulación en el modelo morfológico se ha considerado la modelización de acuerdo a las siguientes directrices:

##### **Estudio para alineación de 30° para el vertedero de caída libre del bypass (Emplazamiento A)**

Para esta configuración de diseño se tuvo tres estudios desglosados a continuación:

- Estudio de caso 1A: Ensayos en la configuración natural del cauce.
- Estudio de caso 2A: Ensayo con guía de flujo y canal artificial.
- Estudio de caso 3A: Intervención en el cauce con encauzamiento y canal artificial.

##### **Estudio para alineación de 45° para el vertedero de caída libre del bypass (Emplazamiento B)**

Para esta configuración de diseño se tuvo un sólo estudio como se indica a continuación:



- Estudio de caso 1B: Intervención en el cauce con encauzamiento y canal artificial.

## 3.4 EQUIPOS Y LABORATORIO

Los estudios del modelo morfológico se realizaron en el laboratorio de Hidráulica del PROMAS, en donde el espacio disponible fue el adecuado para la colocación del canal y además se tuvo fácil acceso a instrumentación necesaria para la realización de los ensayos.

### 3.4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL PARA LA CONFIGURACIÓN DEL MODELO

En el laboratorio se construyó el río Cañar con las estructuras hidráulicas que son un azud y unas compuertas; parte del bypass y continuación del río. Además se han realizado múltiples ensayos en el modelo construido con la finalidad de conocer su comportamiento por lo que fue de mucha importancia la reproducción del hidrograma de caudales que va a circular por el río en el evento de crecida de un período de 50 años de retorno.

A continuación se describe lo utilizado para la ejecución de este proceso:

#### ***Canal y su funcionamiento***

Canal de fibra de vidrio, de dimensiones 5 m de ancho, 0.70 m de altura y 14 m de longitud, el mismo que consta de dos tanques ubicados a cada extremo, el primero a la entrada y el segundo a la salida del agua hacia el canal. Ver anexo B.1

El tanque de entrada de 0.50 m de ancho, 1.50 m de altura y 5 m de largo, permanece con un volumen constante de agua de aproximadamente de  $3 \text{ m}^3$ . Se colocó además un aforador de caudales y un vertedero de cresta delgada de 1.05 m de ancho para la medición del caudal.

El tanque de salida, incluye dos compuertas las cuales le dan una forma diferente, la parte inferior es rectangular con 1 m de ancho, 0.40 m de altura y 5 m de longitud, luego debido a las compuertas se tiene una forma trapezoidal de 1 m de base mayor, 0.30 m de base menor, 0.70 m de altura y 5 m de longitud, quedando un espacio libre de 0.40 m. El volumen de este tanque es de  $4 \text{ m}^3$  aproximadamente. Las compuertas se operan de forma manual.

Además para efectos de las tasas de sedimentos se ha implementado en el canal un equipo de dosificación para la verificación del arrastre de fondo y transporte de sedimentos.

Para la circulación del agua, y el control del caudal se ha utilizado una Bomba Hidráulica D160L de 15 KW y 1740 REV/MIN con capacidad nominal de 80 L/s con un variador de frecuencia marca SIEMENS, modelo MICROMASTER 440 (60 Hz).

Los softwares utilizados fueron:





Para la programación de los microprocesadores el pickit2 y el proton; para realizar las simulaciones en el computador el programa proteus; para la configuración y control de los radares el RQ comander y para la visualización de datos y la generación de historiales el lab view.

Se colocaron dos radares uno en el río Cañar aguas arriba de las estructuras y otro en el bypass, para una mejor lectura de caudales. Los radares funcionan con tensión de 12V y mediante dos principios, el primero de un sonar el cual se encuentra en el sensor perpendicular a la superficie del agua que toma la altura que se tiene y el segundo por medio del principio de efecto dopler que toma la velocidad con la que se desplaza el agua, este sensor se encuentra a 55 grados, con esto se hace el cálculo del caudal dándonos de esta manera como datos tres valores siendo la altura, la velocidad y el caudal.

### **Modelo morfológico**

En la construcción del modelo se ha utilizando diversos materiales para la elaboración de la forma del río, los diques, el lecho del río y las estructuras a ser colocadas. Ver anexo C.1.

- **Diques:** El proyecto consiste en la construcción de una serie de diques de tierra los cuales se simularon empleando perfiles de metal de color negro colocados uno a continuación del otro a una distancia de 0.80 m y cubiertos por una malla rígida.
- **Lecho del río:** Para conformar el lecho del río se utilizó materiales de diferentes diámetros, en la base se colocó el material más grueso, y luego se fue distribuyendo el material fino, según la granulometría indicada. Una vez realizado esto, se ubicaron perfiles transversales del río para manualmente ir dando la forma de la topografía. Los perfiles transvesales fueron realizados en láminas de metal y se utilizaron para conformar la morfología del cauce.
- **Estructuras:** El azud y la compuerta con sus respectivos cuencos fueron hechos de metal, en la figura 3.4 se visualizan las estructuras.



Figura 3.4: Estructuras metálicas



### **Equipo complementario**

Para efecto de registro de variables y de cambios en la morfología del terreno se ha empleado equipo adicional de entre los cuales se destacan los siguientes:

- **Trazadores:** Utilizados para la visualización del flujo, se realizó una estructura para su dosificación, y se utilizaron diversos colorantes.
- **Perfilómetro:** Hecho de una estructura metálica con diversos agujeros ubicados a 5 cm de distancia, en donde el momento de realizar las mediciones se iban colocando varillas numeradas.
- **Equipo de nivelación convencional (Automático)**
- **Flow Tracker:** Instrumento utilizado para la medición de velocidades.

## **3.5 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO PARA EL ESTUDIO**

Es un modelo en planta de la derivadora Cañar, modelo de fondo móvil, debido a la importancia que tiene el comportamiento del lecho del río y la depositación de sedimentos en zonas críticas. Se verificó el fenómeno para un rango de caudales considerando un máximo para un evento de crecida de 50 años de período de retorno.

Se ha modelado un tramo considerable de aproximación a la estructura así como también un tramo después de la estructura que ha permitido reproducir de una manera óptima el flujo en la derivadora, lo cual resulta en un área de 1125 x 3400 m. De acuerdo al espacio disponible fue conveniente utilizar una escala longitudinal entre prototipo y modelo de  $X_r=250$ , sin embargo al definir la escala vertical con el mismo valor se obtuvieron calados de agua, pendientes y velocidades muy bajas que no permitirían la reproducción del movimiento del material, utilizado para simular el fondo móvil, que es lo que se desea simular, por lo cual se tuvo que distorsionar el modelo aumentando la escala vertical que para este caso se asumió  $Z_r=25$ .

### **ESCALAMIENTO DEL CAUDAL**

El escalamiento del caudal se realizó utilizando la ecuación 2.42.

$$Q_r = 25^{3/2} \cdot 250$$

$$Q_r = 31250$$

De acuerdo a los estudios y análisis realizados se prevee que el caudal máximo de crecida en el río Cañar en un período de retorno de 50 años es el siguiente:

$$Q_p = 1510.8m^3/s$$

$$Q_m = 1510.8/31250 = 0.0483m^3/s = 48.3L/s$$



Además se realizó el escalamiento del hidrograma de caudales que anteriormente ha sido obtenido en los estudios Hidrológicos representados en la figura 3.1, para los cuales se aplicó el mismo factor de escala.

El hidrograma está relacionado con el tiempo por lo tanto su escalamiento fue realizado con la ecuación 2.43.

$$T_r = \frac{250}{\sqrt{25}} = 50$$



A continuación se muestra un gráfico del hidrograma de caudales resultante figura 3.5.

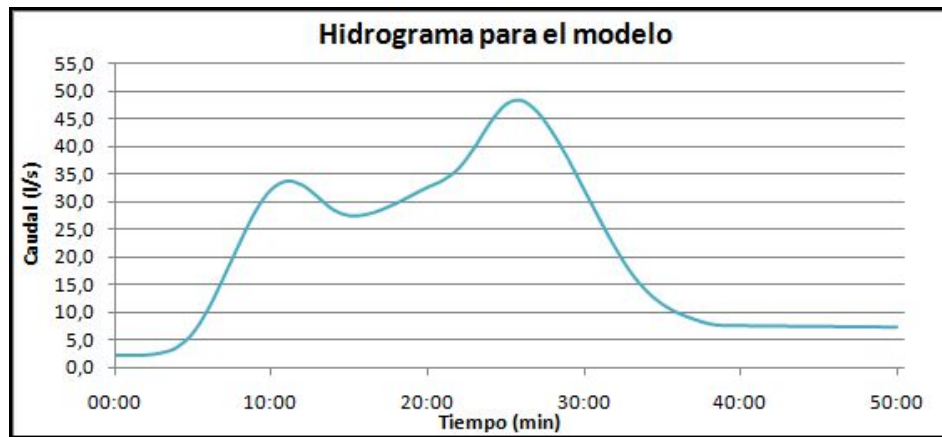


Figura 3.5: Hidrograma resultante del modelo



Los valores del tiempo y los caudales escalados se presentan en la siguiente tabla:

<b>Derivadora Cañar</b>					
<b>50 años</b>					
<b>Fecha</b>	<b>Hora</b>	<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Fecha</b>	<b>Hora</b>	<b>Caudal (L/s)</b>
1-Jan-00	0:00:00	2.00	1-Jan-00	0:26:00	48.30
1-Jan-00	0:01:00	2.00	1-Jan-00	0:27:00	46.30
1-Jan-00	0:02:00	2.10	1-Jan-00	0:28:00	42.50
1-Jan-00	0:03:00	2.50	1-Jan-00	0:29:00	37.60
1-Jan-00	0:04:00	3.50	1-Jan-00	0:30:00	32.20
1-Jan-00	0:05:00	6.10	1-Jan-00	0:31:00	26.80
1-Jan-00	0:06:00	10.50	1-Jan-00	0:32:00	21.60
1-Jan-00	0:07:00	16.30	1-Jan-00	0:33:00	17.10
1-Jan-00	0:08:00	22.40	1-Jan-00	0:34:00	13.80
1-Jan-00	0:09:00	28.10	1-Jan-00	0:35:00	11.40
1-Jan-00	0:10:00	32.10	1-Jan-00	0:36:00	9.80
1-Jan-00	0:11:00	33.60	1-Jan-00	0:37:00	8.70
1-Jan-00	0:12:00	32.90	1-Jan-00	0:38:00	7.80
1-Jan-00	0:13:00	30.80	1-Jan-00	0:39:00	7.50
1-Jan-00	0:14:00	28.40	1-Jan-00	0:40:00	7.40
1-Jan-00	0:15:00	27.40	1-Jan-00	0:41:00	7.40
1-Jan-00	0:16:00	27.50	1-Jan-00	0:42:00	7.40
1-Jan-00	0:17:00	28.40	1-Jan-00	0:43:00	7.40
1-Jan-00	0:18:00	29.60	1-Jan-00	0:44:00	7.30
1-Jan-00	0:19:00	31.10	1-Jan-00	0:45:00	7.30
1-Jan-00	0:20:00	32.50	1-Jan-00	0:46:00	7.30
1-Jan-00	0:21:00	33.80	1-Jan-00	0:47:00	7.30
1-Jan-00	0:22:00	36.00	1-Jan-00	0:48:00	7.20
1-Jan-00	0:23:00	39.70	1-Jan-00	0:49:00	7.20
1-Jan-00	0:24:00	44.20	1-Jan-00	0:50:00	7.20
1-Jan-00	0:25:00	47.50			

Tabla 3.1: Hidrograma del modelo



## GRANULOMETRÍA DE LAS PARTÍCULAS PARA EL MODELO

En un modelo de lecho móvil, las partículas que son representativas del proceso de transporte de sedimentos han sido escaladas considerando la ecuación 2.13 en donde se hace cumplir la condición de que la velocidad de corte y la velocidad de sedimentación en modelo es igual a la velocidad de corte a la velocidad de sedimentación de prototipo como se indica a continuación:

$$\left(\frac{V_*}{w_o}\right)_m = \left(\frac{V_*}{w_o}\right)_p$$

$$\frac{(w_o)_m}{(w_o)_p} = \frac{(V_*)_m}{(V_*)_p}$$

Para las velocidades de corte utilizaremos la ecuación 2.12 que para un canal ancho el diámetro hidráulico es alrededor de cuatro veces la profundidad  $d$  de flujo y la velocidad de corte se convierte en:

*Para el modelo*

$$V_{*m} = \sqrt{gd_m \text{sen}\theta_m}$$

y

*Para el prototipo*

$$V_{*p} = \sqrt{gd_p \text{sen}\theta_p}$$

Relacionando estas ecuaciones obtenemos:

$$\frac{V_{*p}}{V_{*m}} = \sqrt{\frac{gd_p \text{sen}\theta_p}{gd_m \text{sen}\theta_m}} = \sqrt{\frac{25}{1} \frac{1}{10}}$$

Dándonos como resultado lo siguiente:

$$w_{om} = 0.63w_{op}$$

A partir de la granulometría del lecho se calculan las velocidades de sedimentación, en función del diámetro de la partícula, de su peso específico sumergido y de la viscosidad del fluido en el que sedimenta, discretizando en intervalos y con la ecuación propuesta por Soulsby ecuación 2.26 y ecuación 2.27. Luego con la relación establecida para las velocidades de sedimentación de prototipo y modelo, y los valores obtenidos de la ecuación de Soulsby, para los diferentes diámetros de las partículas, se determinan las velocidades de sedimentación en el modelo y en base a éstas y con la misma ecuación se determinan los diámetros de los granos para el modelo.



A continuación se puede observar claramente la curva granulométrica para el modelo.

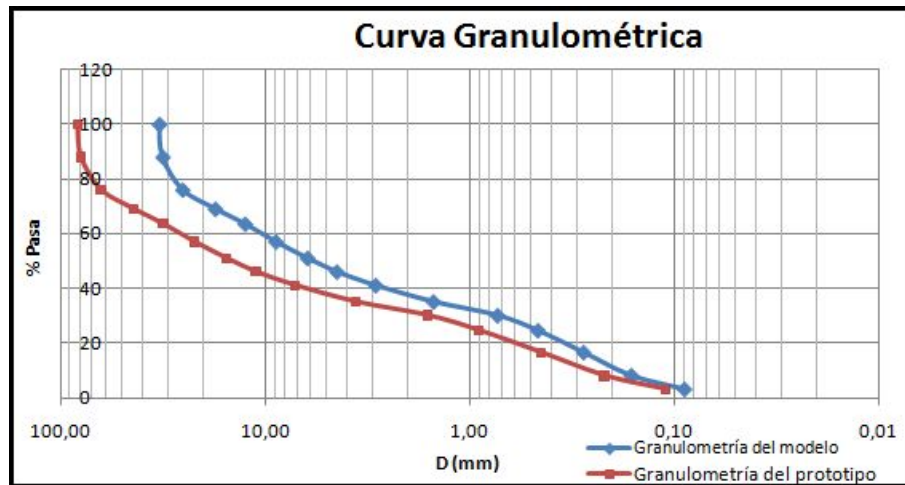


Figura 3.6: Curva Granulométrica

Los valores de la granulometría se describen en la siguiente tabla.

Abertura del Tamiz	% Pasa	$d_s$ (mm)p	$D^*p$	$w_{op}$	$w_{om}$	$d_s$ (mm)m
3 1/4"	100	82.55	2003.87	1.18	0.74	32.78
3 1/4" - 3"	88	79.38	1926.92	1.16	0.73	31.51
3" - 2"	76	63.50	1541.44	1.03	0.65	25.22
2" - 3/2"	69	44.00	1068.08	0.86	0.54	17.46
3/2" - 1"	63,5	31.50	764.65	0.73	0.46	12.49
1" - 3/4"	57	22.20	538.90	0.61	0.39	8.84
3/4" - 1/2"	51	15.50	376.26	0.51	0.32	6.19
1/2" - 3/8"	46	11.10	269.45	0.43	0.27	4.45
3/8" - N.4	41	7.10	172.35	0.34	0.22	2.87
N.4 - N.8	35	3.60	87.39	0.24	0.15	1.50
N. 8 - N.16	30	1.60	38.84	0.16	0.10	0.73
N.16 - N.30	24.5	0.90	21.85	0.11	0.07	0.46
N. 30 - N.50	16.5	0.45	10.92	0.07	0.04	0.28
N. 50 - N.100	8	0.22	5.34	0.03	0.02	0.16
N.100 - N.200	3	0.11	2.67	0.01	0.01	0.09

Tabla 3.2: Granulometría del modelo



## TASAS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Para la tasa de transporte de carga de lecho por unidad de ancho se ha adoptado como criterio de base la relación establecida por la ecuación 2.51.

Aunque se dispone de varias expresiones y fórmulas para estimar las características de la capa de carga de lecho, en la práctica existe gran incertidumbre en la predicción del transporte por arrastre de fondo.

Utilizando las ecuaciones de la tabla 2.1, se han obtenido las tasas de transporte unitarias para el prototipo y se indican a continuación.

Caudal ( $m^3/s$ )	Tasas de Transporte unitarias ( $m^2/s$ )		
	Nielsen	van Rijn	Meyer-Peter
120	8.15E-02	1.93E-03	6.76E-01
400	2.60E-01	5.49E-03	2.01E+00
800	1.08E+00	3.15E-02	4.11E+00
1500	2.21E+00	6.39E-02	7.42E+00

Tabla 3.3: Tasas de transporte en prototipo

Con las correlaciones existentes, se ha escalado los valores utilizando la ecuación 2.53 para modelos distorsionados. Considerando los caudales representativos del prototipo a fin de disponer de las cantidades inicialmente estimadas por cada una de las formulaciones expuestas, para posteriormente validar dichas cantidades en el proceso de calibración del transporte de carga de lecho. Dichos valores obtenidos se indican en la tabla a continuación en donde las tasas de Transporte Unitarias están ( $m^2/s$ ) y las totales en (kg/s).

Caudal prototipo ( $m^3/s$ )	Nielsen		Van Rijn		Meyer Peter	
	( $m^2/s$ )	(kg/s)	( $m^2/s$ )	(kg/s)	( $m^2/s$ )	(kg/s)
120	5.15E-02	0.0200	1.22E-03	0.000473	4.28E-01	0.166
400	1.65E-01	0.0639	3.47E-03	0.00135	1.27E+00	0.494
800	6.83E-01	0.266	1.99E-02	0.00774	2.60E+00	1.009
1500	1.40E+00	0.543	4.04E-02	0.0157	4.69E+00	1.820

Tabla 3.4: Tasas de transporte en modelo

### 3.5.1 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

El fenómeno de arrastre de fondo y transporte de sedimentos se relaciona directamente con el caudal, el movimiento de los sedimentos, el cambio de flujo y la topografía del río. Es importante además analizar el comportamiento de las estructuras para diferentes posiciones. Razón por la cual en el estudio se consideraron variables controlables y dependientes.





### ***Variables controlables***

- **Caudal.**- Se realizó la experimentación para el hidrograma de diseño que corresponde a una creciente de 50 años de período de retorno.
- **Tasas de Transporte.**- Se definió para el hidrograma de experimentación tasas de transporte de material de lecho.
- **Ángulo entre la estructura del azud y la de la compuerta.**- Se ejecutó la experimentación para los ángulos de 30° y 45°.

### ***Variables dependientes***

Para la experimentación se ha discriminado el tratamiento de variables como cuantitativas y cualitativas, siendo estas últimas, variables que mediante procedimientos observacionales permitieron pre identificar posibles efectos y procesos de flujo.

- Caracterización de la distribución de velocidades en el azud (cuantitativo).
- Líneas de flujo (cualitativo).
- Configuración morfológica de áreas de sedimentación en el cauce (cualitativo).
- Cambios relevantes en la geometría de la sección (cuantitativo).
- Balance de las tasas de transporte en el modelo (cuantitativo).
- Balance de caudales en el modelo (cuantitativo).

## **3.5.2 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO**

El laboratorio permitió la implementación del modelo morfológico de ciertas dimensiones limitado a su espacio disponible, la capacidad de suministro de caudal máximo y otras condiciones de flujo que se derivan del establecimiento de una escala del modelo, factores predominantes en su escalamiento, siendo conveniente la utilización de las escalas ya antes mencionadas. Una vez determinada la escala, la curva granulométrica, análisis de las tasas de transporte de fondo para el cauce y el escalamiento de las estructuras se llevó a cabo la construcción del modelo morfológico. Ver anexo C.1.

A continuación se indica en resumen lo realizado para la construcción del modelo:

- Adquisición de materiales, implementos y construcción de elementos físicos necesarios para el modelo (Trabajo en talleres externos al laboratorio).
- Armado de los diques de diseño para la derivadora.
- Conformación del río Cañar para implantación de obras.
- Construcción de las obras de derivación (azud y compuertas).
- Impermeabilización del fondo del canal (geomembrana).



- Tamizado del material a diferentes escalas para obtener la curva granulométrica deseada.
- Construcción y adecuación del sistema de recirculación de caudales (válvulas, tuberías, codos, empalmes, medidores de presión).
- Optimización y calibración de la bomba.
- Conformación del lecho del subsuelo granular del lecho del río.
- Conformación del lecho del río con el material adecuado.
- Colocación de azud, compuertas, tolva para distribución de sedimentos.
- Estructura de trazadores para determinación de las líneas de flujo.
- Programación del circuito para manejo electrónico de la bomba.
- Instalación de equipos electrónicos de precisión para la medición y control de caudales circulantes por el modelo (2 radares con sistema Doppler y sensores de Nivel).
- Programación de los equipos electrónicos y visualización en tiempo real de los resultados de la modelización.
- Llenado continuo de los tanques de almacenamiento durante los ensayos.
- Impermeabilización de la zona de cimentación de compuertas y derivadora.
- Pruebas de tiempos para simulación correcta del hidrograma de diseño.

### 3.5.3 CALIBRACIÓN DEL MODELO

Para predecir el comportamiento del prototipo en las condiciones del flujo establecidas y para identificar los efectos de la obra proyectada sobre los procesos naturales de flujo y de transporte de sedimento, una vez construido e implementado el modelo, se procedió con la calibración que permita ajustar y validar las condiciones que rigen los fenómenos a estudiar, hasta que se logre una concordancia entre el modelo y el prototipo para los factores relevantes.

#### **CALIBRACIÓN DE EQUILIBRIO DEL PROCESO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO**

Dado que el aspecto prioritario para el estudio cualitativo en el modelo ha sido el proceso de transporte y depositación de material, para la calibración se procedió al establecimiento de un cauce de equilibrio para un caudal establecido como formativo a partir del cual se realizó una validación de las condiciones para diferentes caudales de otra regularidad hidrológica.

A partir de la conformación del lecho de base con una topografía aproximada inicial se ha replicado procesos de transporte de sedimentos discretizados en rangos de caudales, con este procedimiento se logró establecer un lecho en el modelo que refleje tanto



las condiciones de equilibrio para caudales formativos así como las condiciones que se proyectarían para un evento de crecida. Los procesos de transporte y sedimentación durante la calibración dieron inicio con las tasas que fueran establecidas en el estudio de arrastre de fondo para las formulaciones de Meyer Peter, Nielsen y Van Rijn.

Con dichas tasas y para caudales formativos se procedió a la simulación de los procesos de flujo con la finalidad de permitir la constitución del cauce. Habiéndose identificado lo siguiente:

- Las tasas que fueran establecidas mediante la formulación de Meyer Peter han arrojado valores identificados como sobreestimados de las tasas de equilibrio posibles, produciendo en el proceso de calibración acumulación de material y la configuración de un cauce de una pendiente longitudinal mucho menor que la esperada como representativa.
- Las tasas incorporadas con la formulación de Van Rijn han arrojado valores subestimados para los procesos, habiéndose producido procesos de erosión en el lecho de base. Esto se justificaría desde el punto de vista de que dicha formulación está basada en mayor medida en materiales de granulometría menor que la que se ha considerado representativa del río de estudio considerándose por lo tanto más adecuada para procesos relacionados a sedimento en suspensión.
- Las tasas obtenidas con la formulación de Nielsen resultaron adecuadas desde el punto de vista de reproducir un cauce de equilibrio, ya que permitieron la configuración de un lecho en consideración de los procesos referidos para el rango de pendiente longitudinal esperado.

Luego de seleccionadas las tasas calculadas con la formulación de Nielsen, dichas tasas fueron revisadas en nuevos procedimientos de simulación de flujo a fin de afinar los diámetros representativos, y las tasas para diferentes caudales que permitan la simulación en rangos adecuados. A continuación en la tabla 3.5 se indica las tasas finales que fueron obtenidas y ajustadas a partir de la formulación y calibración de la formulación de Nielsen.

<b>Caudal prototipo</b>	<b>Tasas de Transporte</b>
<b>(<math>m^3/s</math>)</b>	<b>(<math>kg/s</math>)</b>
120	0.007
400	0.07
800	0.34
1500	0.6

Tabla 3.5: Tasas de transporte según Nielsen para el modelo

## CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS DE FLUJO

Una vez que se obtuvo la calibración de los procesos de transporte de sedimento para el cauce de estudio, se procedió a calibrar y validar parámetros relacionados al flujo. Para



ello se verificó los calados normales que fueran proyectados en los diseños así como los calados establecidos en las estructuras de compuertas, y las cargas sobre el vertedero de caída libre del bypass. En este sentido se señala que no se produjo incompatibilidad que se pudiera reportar como importante, ya que calados y cargas fueron identificadas como aceptables tanto para las libertades establecidas para el modelo así como para las restricciones impuestas por las condiciones de distorsión de escala.

Para un rango de caudales del modelo desde 2 L/s hasta 32 L/s se llevó a cabo una validación de los calados de flujo aguas arriba de la compuerta ( $Y_{cm}$ ). En la tabla 3.6 a continuación se indican los caudales simulados ( $Q_{cm}$ ) en el modelo con su respectiva traducción en caudal en el prototipo ( $Q_{cp}$ ) y los calados correspondientes, para la abertura de las compuertas de diseño. Nótese en forma particular que para el caudal 13.646 L/s el valor de  $Y_{cm} = 11$  cm es coherente con el valor establecido en los diseños y que es de 10.40 cm.

$Q_{cm}$ (L/s)	$Q_{cp}$ ( $m^3/s$ )	$Y_{cm}$ (cm)
1.789	55.903	
4.141	129.417	3.00
6.038	188.672	3.00
13.646	426.424	11.00
14.311	447.223	11.80
17.077	533.645	12.00
17.793	556.034	12.50
20.000	625.013	12.60
21.519	672.470	12.90
23.074	721.071	13.40
24.665	770.789	13.50
27.117	847.409	13.80
29.645	926.411	14.00
30.504	953.263	14.00
32.247	1007.727	14.50

Tabla 3.6: Caudales simulados y calados sobre las compuertas

### 3.5.4 ASPECTOS ADICIONALES SOBRE LA MEDICIÓN DE VARIABLES

Las variables que se han sido sujeto de medición son las controlables así como las dependientes. Su medición se llevó a cabo de manera manual, automática y perceptiva. Se ha realizado un registro a través de la generación automatizado del hidrograma de caudales del evento de crecida de 50 años de período de retorno. Se han las tasas de transporte de sedimentos de acuerdo a las dosificaciones discretizadas para diferentes rangos de caudal y tiempo. Las mediciones de las variables han sido realizadas para las dos posiciones de



inclinación del eje del azud ( $30^\circ$  y  $45^\circ$ ). Se midieron velocidades en el a zud, en el río y en el bypass con ayuda del flow tracker. Para el seguimiento de cambios en la configuración morfológica se realizaron planimetrías y levantamientos de ejes transversales (mediante utilización de perfilómetros) de forma consecutiva durante la ejecución de los ensayos, considerando zonas relevantes aquellas en donde se identificó procesos de erosión y depositación.

# Capítulo 4

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS DE FLUJO OBSERVADOS EN EL MODELO MORFOLÓGICO

En el modelo morfológico se analizaron diversos procesos, con el propósito de analizar el funcionamiento en cada uno de ellos y ofrecer propuestas que optimicen el diseño de las estructuras colocadas en el río. Se tomaron en cuenta dos emplazamientos siendo el Emplazamiento A con un ángulo entre la estructura del azud y la de la compuerta de  $30^\circ$ , en donde se consideran tres casos; Caso 1A con cauce natural de río, Caso 2A con muro guía y canal artificial y Caso 3A con espigones y canal artificial y el Emplazamiento B con un ángulo entre la estructura del azud y la de la compuerta de  $45^\circ$ , en donde se considera el Caso 1B con espigones y canal artificial. Cada uno de los casos se detalla a continuación.

#### EMPLAZAMIENTO A

##### CASO 1A. CAUCE NATURAL

Conformada la topografía del río Cañar en modelo, con abertura de diseño de las compuertas de 2.60 cm, se hizo circular el hidrograma de caudales y se fue dosificando pequeñas cantidades de material para la simulación del transporte y sedimentación del mismo.

Se observa que en caudales bajos se forma el curso del río y el agua circula por la margen izquierda hacia las compuertas mientras que en caudales altos se puede ver como el caudal destinado a las compuertas supera su límite y se dirige por el azud, durante este proceso el agua circula normalmente hacia abajo y a medida que se acerca a las estructuras que son las compuertas y el azud se va acumulado y formando un flujo en sentido horario que difiere de lo supuesto en el diseño de formarse un flujo helicoidal. Además se puede apreciar el flujo aguas abajo de las compuertas dirigiéndose hacia la margen izquierda y sin producir azolvamiento en la margen derecha contrario a lo supuesto. Terminado el ensayo se visualizan los sedimentos acumulados alrededor de un centro cerca del azud hacia la margen derecha y hacia la margen izquierda del río en dirección a las compuertas. Ver anexo D.1.

Para visualizar de una mejor manera el flujo que se produce en la zona cerca de las estructuras se emplearon trazadores con los cuales se observa claramente el flujo preferencial horario en esta zona, dándole al agua una coloración violeta. Ver anexo E.1.

##### CASO 2A. MURO GUÍA Y CANAL ARTIFICIAL

Para mejores resultados se ha considerado la implementación de una estructura que consiste en un muro guía colocado entre las abscisas 34+400 y la 33+800, además de



un canal artificial construido en la margen derecha aguas arriba de las estructuras alineado con el muro guía de ancho aproximado de 50 cm y de pendiente longitudinal 0.025. Con el hidrograma, se realizaron dos ensayos el primero sin la dosificación de material y el segundo dosificando material con las tasas de transporte obtenidas anteriormente. El cauce natural del río ha sido reconstruido completamente, los nuevos perfiles transversales del terreno los observamos en el anexo F.2.

Al circular el hidrograma de caudales se observa como en caudales pequeños el flujo preferencial del agua es dirigido por la margen derecha encauzada por el muro guía hacia el canal artificial y llega directo hacia las estructuras formando un flujo antihorario que es visualizado con mayor claridad a medida que se va incrementando el caudal, notándose que en caudales pequeños el flujo pasa directamente por las compuertas hasta que supera su capacidad y se dirige por el azud. Aguas abajo de las compuertas se ha colocado espigones que permiten que el flujo de agua sea dirigido hacia la margen derecha con la finalidad de que los sedimentos sean depositados en esta zona.

Los sedimentos que han sido dosificados a diferentes tasas de transporte se van acumulando cerca de las estructuras en el canal artificial dándose la forma de un abanico en donde los materiales se han ido distribuyendo formando depósitos estratificados y a medida que se va acumulando el material forma un obstáculo que desvía el flujo de agua por el antiguo cauce del río en dirección a las compuertas. Ver anexo D.2.

Luego del ensayo se observa el material acumulado formando zonas sedimentadas, las mismas que han sido clasificadas en ZONA A en donde existe una gran variabilidad de tamaños predominando los granos en un rango de 1.20 a 2.40 mm aproximadamente; la ZONA B es similar a la ZONA A y la ZONA C con granos de menor tamaño de aproximadamente 0.30 mm. Cada una de las zonas se observan en la siguiente figura.

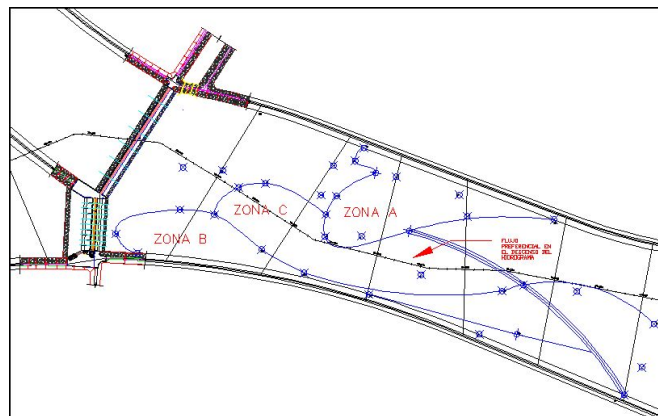


Figura 4.1: Planimetría de las zonas sedimentadas

### CASO 3A. ESPIGONES Y CANAL ARTIFICIAL

Consiste en la colocación de espigones aguas arriba y aguas abajo de las estructuras y la realización de un canal artificial de 2 m de longitud y pendiente de 0.025; los espigones han sido colocados en la abscisa 34+120 y 34+280 aguas arriba de las estructuras y en la abscisa 32+700 y 32+800 aguas abajo de las compuertas.



En este caso se reconstruyó la topografía del río Cañar, con la abertura de diseño de las compuertas de 2.6 cm, se hizo circular el hidrograma de caudales y además se fue dosificando material con las tasas de transporte indicadas.

Los espigones aguas arriba de las estructuras encauzan el río por la margen derecha hacia el canal artificial. Por otra parte los espigones colocados aguas abajo de las compuertas de igual manera encauzan el agua hacia la margen derecha con la finalidad de que si los sedimentos son transportados se vayan acumulando en este sector.

A medida que se va generando el hidrograma se observa que en caudales bajos se forma un curso del río que es desviado por los espigones hacia el canal artificial margen derecha del río que llega hacia las estructuras formando un flujo en sentido antihorario y además la presencia de vórtices en las compuertas mientras que en caudales altos se observa como el caudal destinado a las compuertas supera su límite y se dirige por el azud formándose de igual manera el flujo antihorario y con disminución de los vórtices.

Por otro lado los sedimentos que han sido dosificados se van acumulando hacia arriba de las estructuras en el canal artificial de una manera bastante notable que hasta se puede visualizar una sombra razón por la cual el flujo de agua al tener un impedimento llega a un estado que toma su antiguo curso que es el natural, que se visualiza en el descenso del hidrograma. Ver anexo D.3.

### **Proceso de Sedimentación**

Se observó que en la fase de ascenso del hidrograma se produce el mayor proceso de sedimentación ocurrido en la Zona A y para la fase de descenso del hidrograma y a partir de caudales del orden de  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ , el flujo preferencial cambia hacia la margen izquierda del cauce en dirección a la estructura de compuertas, presentándose la zona de depósito inferior B de material más fino y el frente de avance final de sedimento indicado en las siguientes figuras.

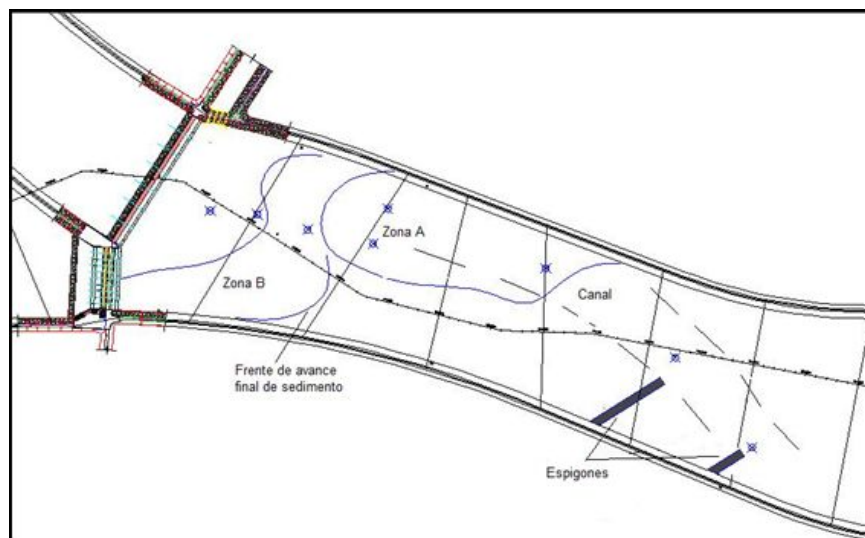


Figura 4.2: Emplazamiento A. Caso 3A. Proceso arriba de las estructuras

En cuanto al proceso de sedimentación hacia la zona proyectada de depósito aguas abajo del vertedero de caída libre, se indica que a través de los espigones colocados, se obtuvo la configuración indicada en la figura 4.3. Sin embargo se anota que si bien desde el punto





de vista cualitativo (propósito del estudio) se identifica la posibilidad de explotación, se establece que deberá complementarse el diseño con obras de encauzamiento.

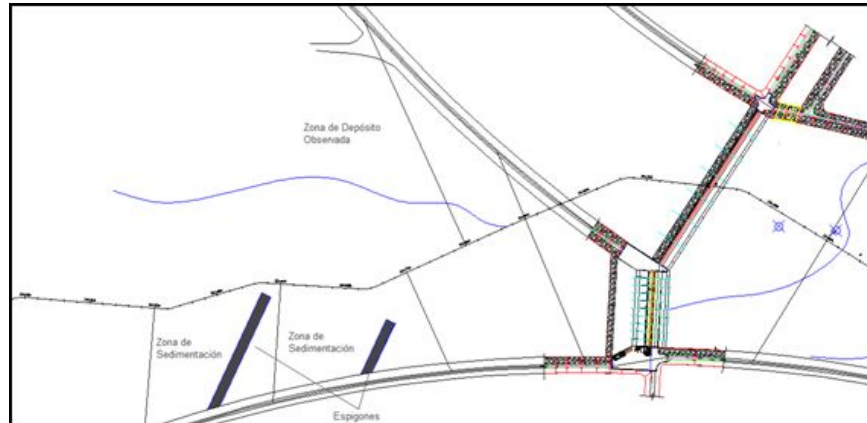


Figura 4.3: Emplazamiento A. Caso 3A. Proceso aguas abajo de las estructuras



## EMPLAZAMIENTO B

### CASO 1B. ESPIGONES Y CANAL ARTIFICIAL

Cambiando el ángulo entre la estructura del azud y la de la compuerta de  $30^\circ$  a  $45^\circ$ , se rectificó el cauce del río, se construyó un canal artificial de 2 m de longitud, se readecuaron los espigones aguas arriba y aguas abajo de las estructuras; reubicados en las abscisas 34+120 y 34+280 aguas arriba de las estructuras y los de aguas abajo de las compuertas en la misma posición anterior. Con la abertura de diseño de las compuertas de 2.6 cm, se hizo circular el hidrograma de caudales y además se fue dosificando material a diferentes tasas de transporte.

Cuando comienza a circular el agua se puede observar que los espigones aguas arriba de las estructuras encauzan al río por la margen derecha hacia el canal artificial de este modo el flujo que se acerca hacia las estructuras toma un sentido antihorario notándose de mejor manera en caudales altos. De igual manera los espigones colocados aguas abajo de las compuertas en la continuación del río Cañar encauzan hacia la margen derecha con la finalidad de que los sedimentos que son transportados se vayan acumulando en este sector.

A medida que se va generando el hidrograma se observa el flujo preferencial cerca de las compuertas en la margen izquierda del río produciéndose un flujo antihorario en la margen derecha del río y además existe una zona muerta en dirección al azud, debido a estas acciones y al choque se evidencia la presencia de vórtices en las compuertas.

Por debajo de las compuertas el sedimento que atraviesa es lavado por las mismas, pero luego de que el agua deja de circular se puede ver que en le cuenco ha quedado material con un diámetro de hasta 40 cm en prototipo.



## 4.2 PROCESAMIENTO DE DATOS

### EMPLAZAMIENTO A

#### CASO 1A. CAUCE NATURAL

Se realizaron varios ensayos en modelo, midiendo para diversos caudales  $Q$  los calados aguas arriba de las compuertas  $Y_c$ , para con estos valores obtener la carga sobre el azud  $H_a$  y los caudales que pasan tanto por el azud  $Q_a$  y las compuertas  $Q_c$ . En la tabla siguiente se muestran los valores obtenidos en modelo y transformados a prototipo. Los índices  $m$  y  $p$  corresponden a modelo y prototipo respectivamente.

$Q_m$ (L/s)	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	$Y_{cm}$ (cm)	$H_{am}$ (cm)	$Q_{am}$ (L/s)	$Q_{ap}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{cp}$ ( $m^3/s$ )
4.14	129.42	3.00	-7.40	0.00	0.00	129.42
6.04	188.67	3.00	-7.40	0.00	0.00	188.67
13.65	426.42	11.00	0.60	1.04	32.45	393.98
14.31	447.22	11.80	1.40	3.70	115.64	331.58
17.08	533.65	12.00	1.60	4.52	141.29	392.35
17.79	556.03	12.50	2.10	6.80	212.45	343.58
20.00	625.01	12.60	2.20	7.29	227.81	397.21
21.52	672.47	12.90	2.50	8.83	275.96	396.51
23.07	721.07	13.40	3.00	11.61	362.76	358.31
24.67	770.79	13.50	3.10	12.19	381.04	389.74
27.12	847.41	13.80	3.40	14.01	437.67	409.73
29.65	926.41	14.00	3.60	15.26	476.86	449.56
30.50	953.26	14.00	3.60	15.26	476.86	476.41
32.25	1007.73	14.50	4.10	18.55	579.57	428.15
20.76	648.60	13.10	2.70	9.91	309.73	338.87
25.47	796.06	13.50	3.10	12.19	381.04	415.01
27.12	847.41	14.00	3.60	15.26	476.86	370.55
29.65	926.41	14.30	3.90	17.21	537.69	388.72
14.99	468.35	11.90	1.50	4.10	128.25	340.10
13.65	426.42	10.40	0.00	0.00	0.00	426.42
19.26	601.72	12.80	2.40	8.31	259.57	342.15
30.50	953.26	14.00	3.60	15.26	476.86	476.41
49.31	1540.93	16.50	6.10	33.66	1051.79	489.14

Tabla 4.1: Resumen de resultados



Con la abertura de las compuertas de 10.40 cm se fueron tomando datos del calado aguas arriba de las mismas con la finalidad de comprobar la altura requerida para que el nivel del agua llegue hacia el borde del azud lo cual se supone ocurre con un caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  en prototipo.

<b>Qm (L/s)</b>	<b>Qp (<math>\text{m}^3/\text{s}</math>)</b>	<b>Ycm (cm)</b>	<b>Ham (cm)</b>	<b>Hap (cm)</b>
25.47	796.06	6.80	3.60	90.00
26.13	816.47	7.50	2.90	72.50
25.88	808.80	8.00	2.40	60.00

Tabla 4.2: Comprobaciones

Con el objeto de obtener un conocimiento analítico de lo que está ocurriendo tanto en el río Cañar como en el bypass y la ocurrencia del sentido del flujo cerca de las estructuras con la ayuda del Flow Tracker se tomaron varias mediciones de velocidades, considerando puntos de relevancia para el proyecto se midieron en los caudales de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  aproximadamente en prototipo. Cada uno de los valores medidos se aceptan cuando la desviación  $\sigma$  marcada en el instrumento de medida marca valores menores a 3. Con la velocidad en modelo **vm** y con la escala de velocidades se obtiene la velocidad en prototipo **vp**.

### CAUDAL DE $1500 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidades aguas arriba del azud, medida tomada en el río Cañar.

<b>vm (cm/s)</b>	<b>vp (m/s)</b>
17.10	0.86

Tabla 4.3: Velocidades aguas arriba del azud

Para confirmar el flujo horario que se produce cerca de las estructuras se midieron velocidades considerando tres puntos relevantes desde la margen izquierda del río. Con las mediciones hechas se observa como las velocidades van decreciendo desde la margen izquierda hacia la margen derecha, lo cual nos garantiza el sentido horario del flujo.

<b>v1m (cm/s)</b>	<b>v1p (m/s)</b>	<b>v2m (cm/s)</b>	<b>v2p (m/s)</b>	<b>v3m (cm/s)</b>	<b>v3p (m/s)</b>
41.20	2.06	14.80	0.74	3.60	0.18

Tabla 4.4: Velocidades en el azud



Velocidades en el bypass.

<b>vm (cm/s)</b>	<b>vp (m/s)</b>
21.80	1.09

Tabla 4.5: Velocidades en el bypass

### CAUDAL DE 800 $m^3/s$

Velocidades aguas arriba del azud.

<b>vm (cm/s)</b>	<b>vp (m/s)</b>
13.70	0.69

Tabla 4.6: Velocidades aguas arriba del azud

De igual manera se comprobó el flujo horario en el flujo cerca de las estructuras.

<b>v1m (cm/s)</b>	<b>v1p (m/s)</b>	<b>v2m (cm/s)</b>	<b>v2p (m/s)</b>	<b>v3m (cm/s)</b>	<b>v3p (m/s)</b>
25.70	1.29	5.90	0.30	1.80	0.09

Tabla 4.7: Velocidades en el azud

Otro aspecto importante que se distingue luego del evento de crecida es el cambio considerable en la topografía del río, en donde se han generado zonas en las que existen cambios significativos, los cuales fueron medidos con la ayuda de un perfilómetro. Ver resultados en el anexo F.1



## CASO 2A. MURO GUÍA Y CANAL ARTIFICIAL

Se realizaron varios ensayos en modelo, midiendo para diversos caudales  $Q$  los calados aguas arriba de las compuertas  $Y_c$ , para con estos valores obtener la carga sobre el azud  $H_a$  y los caudales que pasan tanto por el azud  $Q_a$  y las compuertas  $Q_c$ . En la tabla siguiente se muestran los valores obtenidos en modelo y transformados a prototipo. Los índices  $m$  y  $p$  corresponden a modelo y prototipo respectivamente. Los espacios en blanco son valores que no fueron medidos durante el ensayo por cuestiones de tiempo y por no ser representativos.

$Q_m$ (L/s)	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	$Y_{cm}$ (cm)	$H_{am}$ (cm)	$Q_{am}$ (L/s)	$Q_{ap}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{ac}$ ( $m^3/s$ )
41.43	1294.70	15.00	4.60	22.04	688.76	605.94
28.79	899.82	14.00	3.60	15.26	476.86	422.96
31.37	980.37	13.50	3.10	12.19	381.04	599.32
27.95	873.48	13.00	2.60	9.37	292.68	580.80
26.29	821.60	13.00	2.60	9.37	292.68	528.92
23.87	745.79					
25.47	796.06	13.00	2.60	9.37	292.68	503.38
44.33	1385.36					
19.26	601.72					
17.08	533.65					
12.35	385.83					
12.99	405.96	9.90	-0.50	0.00	0.00	405.96
8.72	272.52					

Tabla 4.8: Resultados sin sedimento

Con el objeto de obtener un conocimiento analítico de la distribución de velocidades del flujo en el río Cañar, con la ayuda del Flow Tracker se tomaron varias mediciones de velocidades, para el caudal de  $800 m^3/s$ , indicando su valor tanto para el modelo como para el prototipo. Velocidad aguas arriba del azud en el muro.

$v_m$ (cm/s)	$v_p$ (m/s)
61.10	3.06

Tabla 4.9: Velocidad aguas arriba del azud en el muro



Para confirmar el flujo antihorario que se produce cerca de las estructuras se midieron velocidades considerando tres puntos relevantes desde la margen derecha del río. Con las mediciones hechas se observa como las velocidades van decreciendo desde la margen derecha hacia la margen izquierda, lo cual nos garantiza el sentido antihorario del flujo.

v1m (cm/s)	v1p (m/s)	v2m (cm/s)	v2p (m/s)	v3m (cm/s)	v3p (m/s)
26.90	1.35	22.20	1.11	11.20	0.56

Tabla 4.10: Velocidades en el azud

## ENSAYO CON SEDIMENTOS

Qm (L/s)	Qp ( $m^3/s$ )	Ycm (cm)	Ham (cm)	Qam (L/s)	Qap ( $m^3/s$ )	Qac ( $m^3/s$ )
8.10	253.13	5.00	-5.40	0.00	0.00	253.13
8.29	259.06	5.70	-4.70	0.00	0.00	259.06
13.00	406.25	8.40	-2.00	0.00	0.00	406.25
20.00	625.00	13.00	2.60	9.37	292.68	332.32
35.00	1093.75	14.10	3.70	15.90	496.86	596.89
40.40	1262.50	15.10	4.70	22.76	711.34	551.16
41.00	1281.25	15.00	4.60	22.04	688.76	592.49
38.60	1206.25	14.50	4.10	18.55	579.57	626.68
35.80	1118.75	14.50	4.10	18.55	579.57	539.18
40.00	1250.00	15.10	4.70	22.76	711.34	538.66
44.00	1375.00	15.60	5.20	26.49	827.82	547.18
47.30	1478.13	15.90	5.50	28.82	900.49	577.64
48.00	1500.00	16.70	6.30	35.33	1103.94	396.06
50.00	1562.50	16.30	5.90	32.02	1000.49	562.01
47.00	1468.75	15.60	5.20	26.49	827.82	640.93
41.60	1300.00	15.30	4.90	24.23	757.23	542.77
37.00	1156.25	14.90	4.50	21.33	666.43	489.82
25.70	803.13	14.10	3.70	15.90	496.86	306.26
18.00	562.50	12.70	2.30	7.79	243.51	318.99
14.50	453.13	12.00	1.60	4.52	141.29	311.83
11.30	353.13	10.20	-0.20	0.00	0.00	353.13
7.50	234.38	5.00	-5.40	0.00	0.00	234.38

Tabla 4.11: Resultados con sedimento



Además se ha obtenido el volumen de material acumulado en las zonas de sedimentación. Dándonos un volumen total de posible explotación futura de aproximadamente  $250000 \text{ m}^3$ .

Altop (m)	Anchop (m)	Largop (m)	V ( $\text{m}^3$ )
1.5	35	50	2625
3.1	150	300	139500
1.6	125	400	80000
1.3	100	275	35750

Tabla 4.12: Volumen de sedimento acumulado

### CASO 3A. ESPIGONES Y CANAL ARTIFICIAL

Sin la presencia de sedimentos y hasta un nivel de acumulación considerable se observa un flujo preferencial del agua por el canal artificial que va directo hacia el azud. Luego con una acumulación de sedimentos bastante notable se nota que desde los  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  hacia valores descendentes el flujo preferencial es hacia la margen izquierda hacia las compuertas y se puede observar fácilmente el azolvamiento arriba del azud.

Al finalizar se nota un nivel de erosión de alrededor de 2 cm en el azud que continua hacia arriba, hasta el material azolvado. Se pudo visualizar niveles estratificados de sedimentos que han sido generados, el nivel más alto en caudales altos y el más bajo en caudales menores.

La tabla a continuación nos permite visualizar los valores obtenidos en los ensayos realizados.

Qm (L/s)	Qp ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Ycm (cm)	Ham (cm)	Qam (L/s)	Qap ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Qac ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
6.04	188.67	3.70	-6.70	0.00	0.00	188.67
16.37	511.55	10.00	-0.40	0.00	0.00	511.55
32.25	1007.71	14.00	3.60	15.26	476.86	530.85
26.29	821.58	13.50	3.10	12.19	381.04	440.54
27.95	873.46	13.00	2.60	9.37	292.68	580.78
32.25	1007.71	13.70	3.30	13.39	418.51	589.20
36.74	1148.20	14.10	3.70	15.90	496.86	651.34
43.36	1354.88	14.80	4.40	20.62	644.34	710.55
46.30	1446.90	15.20	4.80	23.49	734.17	712.73
47.30	1478.01	15.50	5.10	25.73	804.06	673.95
40.48	1264.91	14.90	4.50	21.33	666.43	598.49
27.95	873.46	13.50	3.10	12.19	381.04	492.42

Tabla 4.13: Tabla resumen





Al finalizar este ensayo se ha obtenido datos para conocer un volumen aproximado de sedimento acumulado de posible explotación.

Altop (m)	Anchop (m)	Largop (m)	V (m <sup>3</sup> )
2	200	350	140000

Tabla 4.14: Volumen de sedimento acumulado

### **Período húmedo anual**

Además se han realizado otros ensayos formando nuevamente la topografía inicial con el canal artificial, nivelando el cauce y generando un caudal para el caso de un invierno normal anual, con un caudal de aproximadamente 350 m<sup>3</sup>/s y los datos obtenidos se exponen a continuación.

H (cm)	Qm (L/s)	Qp (m <sup>3</sup> /s)	Ycm (cm)
2.7	11.09	346.61	
2.8	11.71	366.04	11.30
2.6	10.48	327.53	11.00

Tabla 4.15: Tabla resumen

Los sedimentos de igual manera se han acumulado hacia arriba del azud y se obtuvieron los volúmenes de material para su futura conveniente explotación. Que nos han dado un total de aproximadamente 57500 m<sup>3</sup>.

Altop (m)	Anchop (m)	Largop (m)	V (m <sup>3</sup> )
0.75	175	260	34125
0.88	130	205	23452

Tabla 4.16: Volumen acumulado

Además se ha comprobado que cuando el caudal es de 800 m<sup>3</sup>/s y el flujo es alineado hacia el azud tenemos una carga sobre el azud de -1.5 cm pero cuando el flujo está alineado hacia la compuerta se baja -2 cm. Que transformados a prototipo nos dan un valor de 37.5 cm a 50 cm.



## EMPLAZAMIENTO B. CASO 1B

Se realizaron varios ensayos en modelo, midiendo para diversos caudales  $Q$  los calados aguas arriba de las compuertas  $Y_c$ , para con estos valores obtener la carga sobre el azud  $H_a$  y los caudales que pasan tanto por el azud  $Q_a$  y las compuertas  $Q_c$ . En la tabla siguiente se muestran los valores obtenidos en modelo y transformados a prototipo. Los índices  $m$  y  $p$  corresponden a modelo y prototipo respectivamente. Los espacios en blanco son valores que no fueron medidos durante el ensayo por cuestiones de tiempo y por no ser representativos.

$Q_m$ (L/s)	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	$Y_{cm}$ (cm)	$H_{am}$ (cm)	$Q_{am}$ (L/s)	$Q_{ap}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{ac}$ ( $m^3/s$ )
7.10	221.88	3.30	-7.10	0.00	0.00	221.88
9.80	306.25	4.10	-6.30	0.00	0.00	306.25
17.07	533.44	6.90	-3.50	0.00	0.00	533.44
31.40	981.25	10.20	-0.20	0.00	0.00	981.25
34.00	1062.50	14.00	3.60	15.26	476.86	585.64
38.60	1206.25	14.70	4.30	19.92	622.50	583.75
32.24	1007.50	14.00	3.60	15.26	476.86	530.64
25.60	800.00	10.40	0.00	0.00	0.00	800.00

Tabla 4.17: Resumen resultados

Se tomaron velocidades con el caudal de  $800 m^3/s$ , en el canal artificial y cerca de las estructuras.

$v_m$ (cm/s)	$v_p$ (m/s)
28.50	1.43

Tabla 4.18: Velocidades

Para confirmar el flujo antihorario que se produce cerca de las estructuras se midieron velocidades considerando en este caso dos puntos relevantes desde la margen izquierda del río. Con las mediciones hechas se observa como las velocidades van incrementando desde la margen izquierda hacia la margen derecha, lo cual nos garantiza el sentido antihorario del flujo.

$v_{izqm}$ (cm/s)	$v_{izqp}$ (m/s)	$v_{derm}$ (cm/s)	$v_{derp}$ (m/s)
42.60	2.13	53.10	2.66

Tabla 4.19: Velocidades



Para la abertura de las compuertas de 10.40 cm , con un caudal de 25.5 L/s se observa la formación de un fuerte un vórtice que afecta hasta la mitad de las compuertas esto se debe al efecto que produce el ángulo de 45° entre el azud y las compuertas, para este caso se midió el calado aguas arriba de las compuertas es de 8.60 cm que en escala equivale a 45 cm.

La presencia de los vórtices ocurre cuando el caudal está entre los 35 L/s a 36 L/s. Se ha determinado que cuando el caudal está alrededor de los 40 L/s aparecen vórtices en las compuertas de la margen izquierda que puede ser debido a que se observa una disminución de la corriente en la margen izquierda, se podría decir que es como si el agua se durmiese. Dependiendo de la alineación que se tenga, para caudales del rango de 30 L/s, el flujo va contra las compuertas y se generan vórtices al lado derecho de las mismos.

### 4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con los ensayos realizados se ha llegado a obtener importantes resultados y de mucha utilidad para el proyecto los que serán mencionados a continuación:

- Luego de analizadas tres alternativas de factibilidad, se eligió la alternativa 3 que consiste en una serie de obras para los tres sistemas Bulubulu, Cañar y Naranjal, sin embargo para el análisis se ha considerado el Sistema Cañar que consiste en un sistema de derivación del caudal de excesos por un bypass, el cual consiste en un canal con control de compuertas en el río y un vertedero de caída libre sin compuertas en el bypass.
- Las dimensiones en prototipo han sido transformadas a modelo considerando una escala vertical  $Z_r=25$  y una escala horizontal  $X_r=250$ . Luego los factores de escala son los siguientes:

Variable	Nomenclatura	Factor de escala
Caudal	$Q_r$	31250
Tiempo	$T_r$	50
Velocidad	$V_r$	5

Tabla 4.20: Factores de Escala

- El hidrograma de caudales fue simulado exitosamente con una correcta programación de la bomba, facilitando la realización de los ensayos; los trazadores permiten visualizar el flujo de una mejor manera pudiéndose observar así un flujo horario, flujo antihorario y zonas muertas en cada uno de los ensayos; la tolva dosifica el material que es distribuido a diferentes tasas de transporte simulando de esta manera el arrastre de fondo en el canal y el perfilómetro nos ayudó a obtener valores del perfil del cauce en diferentes ensayos, para poder compararlos con la topografía natural del río Cañar.



- Se ensayaron diversos casos separándolos en dos grupos el Emplazamiento A con un ángulo entre la estructura del azud y la de la compuerta de 30°, en donde se consideran tres casos; Caso 1 con cauce natural de río, Caso 2 colocando un muro guía en el Río Cañar y construyendo un canal artificial y Caso 3 colocando espigones y construyendo un canal artificial y el Emplazamiento B con un ángulo entre la estructura del azud y la de la compuerta de 45°, en donde se considera el Caso 3 con espigones y la construcción de un canal artificial.
- Los emplazamientos con sus respectivos casos tienen diferentes características que se especifican en el siguiente resumen:

Emplazamiento A	Descripción	Figura
CASO 1A CAUCE NATURAL	<p>Hidrograma completo con caudales desde 120 a 1540 m<sup>3</sup>/s aproximadamente. Para valores del orden de los 800 m<sup>3</sup>/s el caudal que va por el azud corresponde al esperado por los diños (400 m<sup>3</sup>/s). Para 800 m<sup>3</sup>/s y con apertura total de las compuertas la cota del vertedero de caída libre podría establecerse desde 60 a 90 cm. Las velocidades van decreciendo desde la margen izquierda hacia la margen derecha garantizando el flujo horario en la zona cerca de las estructuras. Se observan procesos de sedimentación en la zona inmediata aguas arriba del vertedero de caída libre. Se aplicaron para el estudio del proceso de transporte de fondo y de sedimentación diferentes tasas de transporte discretizadas a lo largo del hidrograma se establece que la cota del flujo preferencial directo hacia las compuertas. En el proceso de sedimentación en la zona aguas abajo de las compuertas, se identificó que debido a que no se cuenta con una longitud de desarrollo de procesos morfológicos del cauce suficiente que permita dirigir el material de arrastre y suspensión a la zona identificada; adicionalmente se menciona que la pendiente transversal existente (dirigida de la margen derecha a la margen izquierda) no favorece al propósito planteado.</p>	
CASO 2A MURO GUÍA Y CANAL ARTIFICIAL	<p>Hidrograma completo con caudales desde 200 a 1550 m<sup>3</sup>/s aproximadamente. Para valores del orden de los 800 m<sup>3</sup>/s el caudal que va por el azud corresponde no corresponde al esperado por los diños (400 m<sup>3</sup>/s), es variante. Las velocidades van decreciendo desde la margen derecha hacia la margen izquierda garantizando el flujo horario en la zona cerca de las estructuras. El flujo preferencial se da hacia la margen derecha del cauce, el sentido de las líneas de flujo resultantes fueron en sentido antihorario en la zona del vertedero de caída libre. Se identificó la presencia de vórtices en las compuertas. Con la aplicación de tasas de sedimentos se notó la presencia de zona de depositación. Las zonas sedimentadas forman un obstáculo que desvía al flujo del agua por el antiguo cauce del río en caudales bajos. Aguas abajo de las compuertas, los espigones encauzan el flujo hacia la margen derecha.</p>	
CASO 3A ESPIGONES Y CANAL ARTIFICIAL	<p>Espigones colocados aguas arriba y agua abajo de las estructuras. Hidrograma completo con caudales desde 200 a 1500 m<sup>3</sup>/s aproximadamente. Para valores del orden de los 800 m<sup>3</sup>/s el caudal que va por el azud corresponde al esperado por los diños (400 m<sup>3</sup>/s). Para 800 m<sup>3</sup>/s y con apertura total de las compuertas la cota del vertedero de caída libre podría establecerse desde 37.50 a 50 cm. Se observa un flujo antihorario. El flujo preferencial es hacia la margen derecha del cauce. Presencia de vórtices en las compuertas. Presencia de zonas depositación. Al final del hidrograma el flujo preferencial del agua es hacia el antiguo cauce. Aguas abajo de la estructura de compuertas, los espigones encauzan el flujo hacia la margen derecha.</p>	

Tabla 4.21: Resultados del Emplazamiento A


EmplazamientoB	Descripción	Figura
CASO 1B ESPIGONES Y CANAL ARTIFICIAL	<p>Hidrograma completo, ensayos realizados con caudales desde 200 a 1300 m<sup>3</sup>/s aproximadamente. Para 800 m<sup>3</sup>/s y abertura total de compuertas es de 8.60 cm en modelo, siendo de 45 cm en prototipo. Las velocidades van decreciendo desde la margen derecha hacia la margen izquierda garantizando el flujo antihorario en la zona cerca de las estructuras. El flujo preferencial se da hacia la margen derecha del cauce, adicionalmente se anota que el sentido de las líneas de flujo resultantes fueron en sentido antihorario en la zona del vertedero de caída libre. Se identificó la presencia de vórtices en las compuertas. Con la aplicación de tasas de sedimentos se notó la presencia de zona de deposición. Para eventos consecutivos sin explotación de material el flujo preferencial está alineado hacia la margen derecha en dirección al azud, al parecer cuando esto sucede no se originan los vórtices en las compuertas.</p>	

Tabla 4.22: Resultados del Emplazamiento B

- Luego de todos los ensayos se ha determinado como una buena propuesta el Emplazamiento A. Caso 3A debido a que distribuye de una mejor manera el caudal, se forma un flujo antihorario cerca de las compuertas que hace que el sedimento se acumule arriba de las estructuras evitando que se pierda la eficiencia de las mismas y además posibilita una explotación futura del material acumulado con grandes beneficios económicos.

# Capítulo 5

## CONCLUSIONES

- Se ha realizado el estudio en modelo físico de la obra de derivación de caudales para dos posiciones del vertedero de caída libre que corresponden a 30° y 45° con respecto a la alineación de la estructura de compuertas.
- Para la configuración de 30° se realizó 3 estudios de caso a través de los que se identificó la pertinencia de implementar obras de encauzamiento y el manejo del flujo preferencial durante el ascenso de una avenida de diseño.
- Para la configuración de 45° y con el encauzamiento resultante de los estudios de caso anteriores, se constató los procesos de transporte y de sedimentación.
- Para todos los estudios de caso se ha simulado flujo con caudales de regularidad hidrológica multianual de interés correspondiente a caudales promedio de periodo húmedo ( $120 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y al caudal establecido como representativo de los picos del periodo húmedo ( $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ).
- Las tasas de transporte de sedimento establecidas a través de la formulación de Nielsen (modelo simplificado) fueron las más compatibles con los valores determinados en los procedimientos de calibración del equilibrio del lecho de fondo.
- Partiendo con una morfología natural, y sin ningún tipo de obra de encauzamiento hacia aguas arriba, a través del estudio de caso 1A se evidencia procesos de sedimentación progresivos en el modelo con los siguientes detalles:
  - Para caudales formativos el flujo respeta el trayecto de mayor profundidad (aguas bajas) y se establece una corriente hacia la estructura de compuertas por la margen izquierda del cauce.
  - En la zona aguas arriba del vertedero de caída libre, hacia el remanso, se presenta flujo horario.
  - Para el evento de crecida, la trayectoria del flujo presenta una alineación más marcada hacia la estructura de compuertas con mayor tendencia a la margen izquierda. En la zona de represamiento persiste el flujo horario. Una vez transcurrido el evento de crecida se presenta depósito de material hacia la margen derecha en un tramo equivalente a aproximadamente 200 metros hacia aguas arriba del vertedero de caída libre.
  - Luego de transcurrido el evento de crecida, y para la simulación de otros eventos representativos de hidrología de crecida anual, se identifica que el proceso de sedimentación aumenta paulatinamente obteniéndose acumulación de material hacia aguas arriba.
  - La variabilidad considerable de la distribución de velocidades en la zona del vertedero de caída libre indican la marcada tendencia del flujo preferencial hacia la margen izquierda del cauce y por ende las implicaciones para la presencia de flujo horario en la zona de depositación.





- Para el caudal pico del hidrograma de  $1516 \text{ m}^3/\text{s}$  resulta una derivación de caudal a través del vertedero de caída libre correspondiente a al 93 % del caudal proyectado en dicha obra.
- Para el caudal de interés de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  y para la condición de compuertas en la abertura de diseño inicialmente establecida en el diseño hidráulico de obras se indica que el caudal a derivarse por el vertedero de caída libre corresponde a un valor promedio de  $403 \text{ m}^3/\text{s}$  con una desviación estándar de 20.
- Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  y con la condición de compuertas completamente abiertas se ha determinado en el modelo que la cresta del vertedero de caída libre se encontró en promedio 74 cm (desviación estándar de 15) por encima del nivel de agua establecido en la experimentación.
- La variación de velocidades en la zona del vertedero de caída libre es de 11 veces con respecto a la menor leída (margen derecha) y de 2.7 veces respecto a la lectura representativa de la zona central del cauce para el caudal pico del hidrograma de diseño. La mayor velocidad se encuentra en la margen izquierda en valor de 1.29 m/s.
- La velocidad media establecida en el modelo para el canal en el bypass resultó de 1.09 m/s
- Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  se establecieron variaciones de velocidad de 14 veces respecto a la mínima establecida en la margen derecha y de 4.3 veces respecto a la zona central del cauce
- La experimentación realizada para el Caso 2A identificó la pertinencia de obras de encauzamiento para el traslado del flujo preferencial hacia la margen derecha destacándose adicionalmente lo siguiente:
  - Para caudales formativos y de hidrología regular el flujo respeta el trayecto impuesto por la guía de flujo emplazada y se establece una corriente cóncava hacia la estructura del vertedero de caída libre.
  - Para caudales mayores, en la zona aguas arriba del vertedero de caída libre, se presenta flujo anti horario
  - Para el evento de la avenida de diseño la estructura deja de tener efecto y se repite el proceso de sedimentación que fuera anotado en el estudio de caso anterior. Sin embargo se observa que una buena parte de la zona inmediata aguas arriba del vertedero de caída libre no presenta acumulación de material, mismo que fuera lavado en el ascenso del hidrograma de crecida.
  - Para la simulación de otros eventos representativos de hidrología de crecida anual, se identifica que el proceso de sedimentación aumenta paulatinamente obteniéndose el azolvamiento de la obra en una longitud hacia aguas arriba del orden de 100 metros.
  - Para el caudal pico del hidrograma, en la derivación se registró un caudal correspondiente al 85 % del proyectado.
  - Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$ , el valor resultante para derivación a través del vertedero de caída libre resultó de  $436 \text{ m}^3/\text{s}$  con una desviación estándar de 84



- Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  se obtuvo a través del modelo una variación de la velocidad de 2.4 veces respecto a la mínima (margen izquierda) y 1,2 veces respecto a la zona central, siendo la máxima en la margen derecha de 1.10 m/s
- Se obtuvo en el modelo un volumen de  $1.44 \text{ Hm}^3$  (escala de prototipo) como resultado del proceso de sedimentación luego del evento de crecida.
- El estudio de caso 3A permitió afinar los procesos estudiados estableciéndose como relevante los siguientes aspectos:
  - Para caudales formativos y de hidrología regular, el cauce respeta el trayecto por el canal artificial y se establece una corriente cóncava hacia la estructura del vertedero de caída libre.
  - En la zona aguas arriba del vertedero de caída libre, se presenta flujo antihorario (visto hacia aguas abajo).
  - Se observa el depósito de sedimento únicamente en la zona que corresponde a la cola de agua embalsada por el vertedero de caída libre en el canal artificial.
  - Para el evento de crecida, en el ascenso del hidrograma se observa la acumulación mayor de materia hacia aguas arriba en una distancia del orden de 200 a 250 m y a partir del descenso de caudales se presenta un cambio de dirección de la corriente principal, esta vez en dirección hacia las compuertas.
  - Durante el lapso del descenso del hidrograma el proceso de depósito de material se da en la zona central dando inicio a una acumulación en un segundo nivel en referencia al que fuera depositado por el ascenso del hidrograma.
  - Luego de transcurrido el evento de crecida, y para la simulación de otros eventos representativos de hidrología de crecida anual, se identifica que el proceso de sedimentación aumenta paulatinamente obteniéndose el azolvamiento de la obra en una longitud hacia aguas arriba del orden de 150 metros.
  - Luego de transcurrido el evento de avenida máxima, y rectificado el canal artificial sobre el cauce se garantiza que el material mantiene su frente de acumulación para caudales de eventos regulares y de periodicidad anual (caso del caudal promedio de los máximos del periodo húmedo)
  - La abscisa en la que se presenta el frente del material acumulado depende en parte de la abscisa a la que se haya colocado los espigones para encauzamiento.
  - Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  se obtiene a través del vertedero de caída libre una derivación de  $334 \text{ m}^3/\text{s}$  como valor promedio de los registros (desviación estándar de 36)
  - Se ha registrado un caudal de derivación del 76 % del valor proyectado en los diseños para el caudal pico del hidrograma
  - En la condición de compuertas completamente abiertas, los estudios en modelo registraron una diferencia en cota entre la cresta del vertedero de caída libre y el nivel de agua correspondiente al flujo de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  en el rango de 37 a 50 cm (escala prototipo)
  - En modelo se ha determinado una acumulación de material correspondiente a  $0,140 \text{ Hm}^3$  (escala de prototipo) luego de transcurrido un evento de crecida de diseño de 50 años de periodo de retorno





- Para el estudio realizado con la alineación de  $45^\circ$  del vertedero de caída libre se destaca lo siguiente:
  - La configuración morfológica de los procesos de sedimentación, en cuanto a ubicación de zonas de depósito de material obedece al mismo patrón que fuera identificado en el estudio de caso 3A.
  - Se señala que por la inclinación ensayada, el frente de depositación se proyecta en el orden de 150 a 200 metros más atrás que para el caso 3A
  - Sin embargo se indica así mismo que por la dicha inclinación, se ha identificado mayores profundidades de socavación al pie del vertedero de caída libre.
  - Se ha registrado un caudal de derivación del 76 % del valor proyectado en los diseños para el caudal pico del hidrograma
  - Para el caudal particular de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$ , en la configuración de apertura total de compuertas, se obtuvo calados de flujo en la zona de compuertas de 8.6 cm (modelo), que se traducen en una diferencia de 45 cm (en escala de prototipo) entre la cresta del vertedero de caída libre y el nivel de flujo.
  - Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  se obtuvo a través del modelo una variación de la velocidad de 1.8 veces respecto a la mínima (margen izquierda) y 1.2 veces respecto a la zona central, siendo la máxima en la margen derecha de 2.65 m/s
- Se obtuvo una variabilidad menor en la distribución de velocidades para los casos que contemplaron flujo a través de un canal artificial (caso 2A, 3A y 1B)
- En el estudio del modelo morfológico se registraron valores de  $0.06 \text{ Hm}^3$  como volumen de material a ser depositado anualmente durante el periodo húmedo
- Para eventos de avenida de diseño de 50 años de periodo de retorno en los diferentes ensayos se registraron valores de  $0.14 \text{ Hm}^3$
- La derivación de caudales a través del vertedero de caída libre presenta valores aceptables en el rango de proporción referida a la modelización morfológica llevada a cabo. Para el caudal pico del hidrograma de diseño, los porcentajes derivados son desde 76 % a 93 % del caudal proyectado.
- Para el caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$ , el rango de caudales registrados en la derivación va desde  $334 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $436 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Las diferencias en cota entre la cresta del vertedero de caída libre y el nivel de la superficie de agua correspondiente a un caudal de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  en la condición de compuertas completamente abiertas, va desde 37 cm a 90 cm (escala de prototipo)
- El flujo natural en el cauce en la zona inmediatamente arriba de la obra tiende a dirigirse por la margen izquierda
- El flujo horario lleva sedimento hacia la zona del vertedero de caída libre, mientras que de propiciarse flujo antihorario, se limitaría el azolvamiento en la zona cercana.



- Se ha identificado la pertinencia de realizar un encauzamiento del flujo debido a que una circulación en sentido anti horario del flujo facilita la limpieza de la zona inmediata detrás del vertedero de caída libre al mismo tiempo que el embalse provocado por el mismo define un frente de acumulación de material debido a la disminución de la velocidad.
- El canal artificial deberá ser proyectado a fin de que permita la acumulación de material en la margen derecha durante el ascenso de los eventos de crecida
- El material acumulado en el canal, se convierte en un elemento que redirecciona el flujo hacia la margen izquierda del cauce para caudales del descenso de un hidrograma de crecida
- Luego de un evento de avenida máxima queda una zona de amortiguación de procesos de sedimentación que permite dar cabida a un proceso de limpieza y reconfiguración del canal artificial
- Sobre la base de los estudios morfológicos realizados se identifica como alternativa a ser considerada más adecuada en los análisis posteriores, a la configuración con la alineación del vertedero de caída libre correspondiente a 30°. Para ello se deberá proceder con el diseño más detallado de los elementos de encauzamiento (espigones) y el canal artificial en la franja de la margen derecha del cauce.
- El funcionamiento adecuado de la intervención depende de la limpieza que se haga en el canal artificial luego de presentarse un evento de avenida máxima. De no realizarse dicha limpieza, los estudios han revelado que el azolvamiento de la obra de derivación será inevitable.
- La optimización del proceso señalado, es decir la mejor ubicación del material sedimentado durante el ascenso de la avenida de diseño, dependerá de la proyección que se realice para las obras de encauzamiento de flujo (espigones). El estudio sobre modelos establece necesario realizar un diseño de dichas obras a fin de que se consiga proyectar una sinuosidad diseñada de acuerdo al concepto que plantea la experimentación realizada.

# BIBLIOGRAFÍA

- CHANSON, HUBERT (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. ELSEVIER, 2ª edición.
- CHOW, VEN TE (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGRAW-HILL.
- ETTEMA, R.; ARNDT, R.; ROBERTS, P. y WAHL, T. (2000). *Hydraulic Modeling Concepts and Practice*. ASCE.
- FRENCH, RICHARD H. (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. McGRAW-HILL.
- GARCÍA, MARCELO H. (2008). *Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling, and Practice*. ASCE.
- PAGLIARA, STEFANO (2007). «Influence of Sediment Gradation on Scour Downstream of Block Ramps». *Journal of Hydraulic Engineering*, **133**, pp. 1241–1248.
- PINO, JOSÉ (2010). «Proyecto Control de Inundaciones Bulubulu-Cañar-Naranjal». *Informe técnico*, ACSAM Consultores.
- STREETER, VÍCTOR L.; WYLIE, BENJAMÍN y BEDFORD, KEITH W. (2000). *Mecánica de Fluidos*. McGRAW-HILL.
- VAN RIJN, LEO C. (2007). «Unified View of Sediment Transport by Currents and Waves. III: Graded Beds». *Journal of Hydraulic Engineering*, **133**, pp. 761–775.
- VAN RIJN, LEO C.; R., WALSTRA DIRK-JAN y VAN ORMONDT MAARTEN (2007). «Unified View of Sediment Transport by Currents and Waves. IV: Application of Morphodynamic Model». *Journal of Hydraulic Engineering*, **133**, pp. 776–793.

# Anexo A

## Proyecto Bulubulu Cañar Naranjal

### A.1 Proyecto Bulubulu Cañar Naranjal

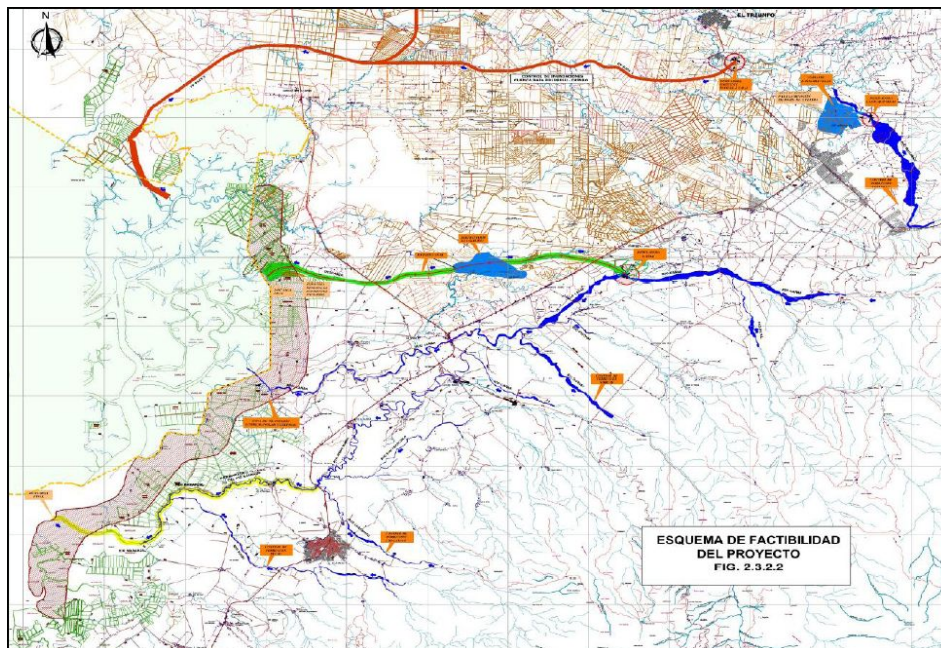


Figura A.1: Trazado definitivo del proyecto

# Anexo B

## Construcción del canal

### B.1 Construcción del canal

La construcción del canal se la realizó por partes en un taller, luego cada una de estas fueron traídas al Laboratorio de Hidráulica del Promas - Universidad de Cuenca lo cual implicó un gran esfuerzo debido al tamaño y peso de las mismas, en el laboratorio se procedió con la construcción de la estructura metálica para soportar al canal, concluido esto se armó el canal y se colocaron los mecanismos de operación para las compuertas.



(a) Llegada del canal al Laboratorio del Promas



(b) Construcción de la estructura de soporte



(c) Canal armado



(d) Mecanismo de operación para las compuertas



# Anexo C

## Construcción del Modelo Morfológico

### C.1 Construcción del Modelo Morfológico



(a) Colocación de diques



(b) Colocación de material base



(c) Estructuras y colocación de geomembrana



(d) Modelo Morfológico

Figura C.1: Construcción del modelo morfológico

# Anexo D

## Emplazamientos

### D.1 Emplazamiento A Caso 1A

Modelo morfológico, ángulo de 30° con cauce natural.



Figura D.1: Emplazamiento A. Caso 1A. Cauce Natural

Modelo morfológico y acumulación de sedimentos.

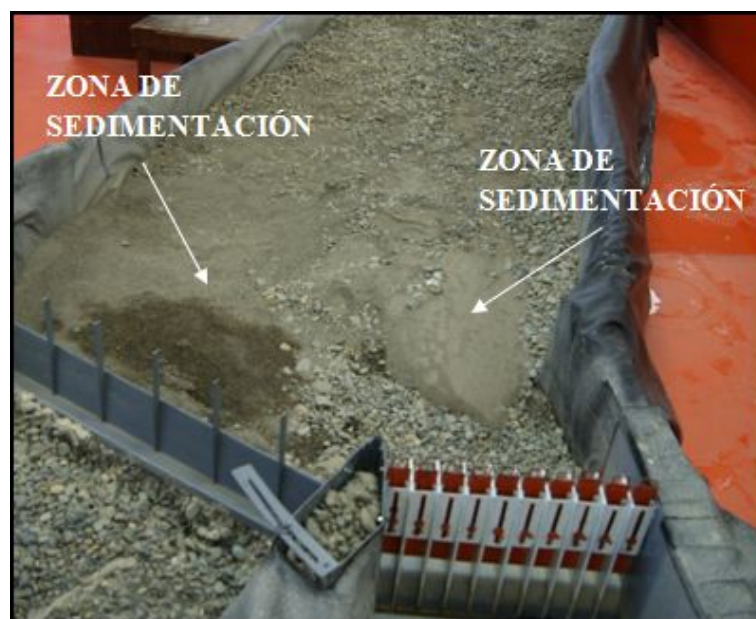


Figura D.2: Emplazamiento A. Caso 1A. Luego del ensayo





## D.2 Emplazamiento A Caso 2A

Modelo morfológico, ángulo de 30° con muro y canal artificial.



Figura D.3: Emplazamiento A. Caso 2A. Muro guía y canal artificial

Modelo morfológico y acumulación de sedimentos.

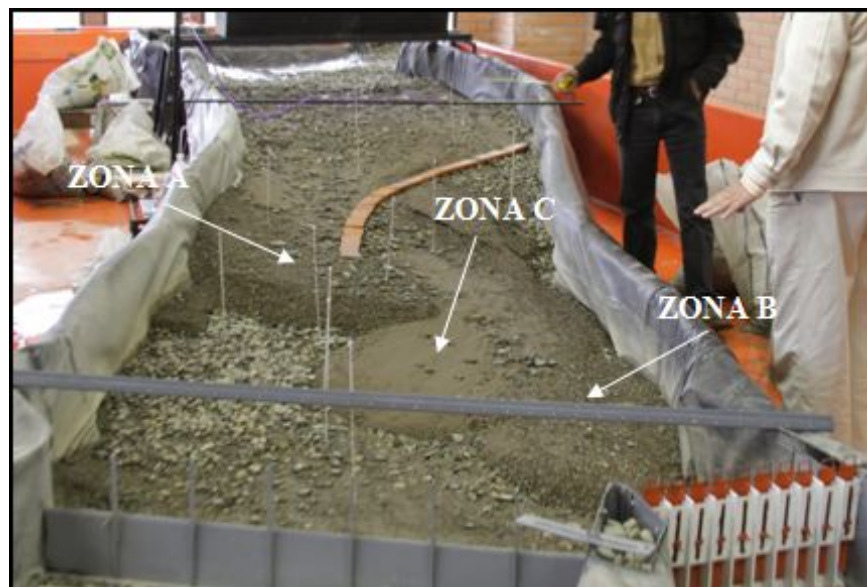


Figura D.4: Emplazamiento A. Caso 2A. Luego del ensayo





### D.3 Emplazamiento A Caso 3A

Modelo morfológico, ángulo de 30° con muro y canal artificial.



Figura D.5: Emplazamiento A. Caso 3A. Muro guía y canal artificial

Modelo morfológico y acumulación de sedimentos.



Figura D.6: Emplazamiento A. Caso 3A. Luego del ensayo



## D.4 Emplazamiento B Caso 1B

Modelo morfológico, ángulo de 45° con muro y canal artificial.

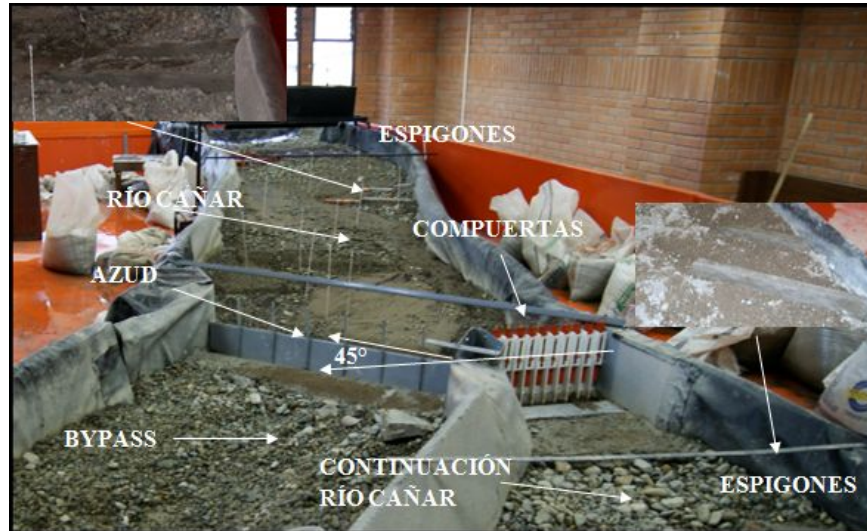


Figura D.7: Emplazamiento B. Caso 1B. Muro guía y canal artificial

Modelo morfológico y acumulación de sedimentos.



Figura D.8: Emplazamiento A. Caso 1B. Luego del ensayo

# Anexo E

## Aplicación de Trazadores

### E.1 Emplazamiento A. Caso 1A

Trazadores A continuación se observa lo ocurrido en las fotografías:



Figura E.1: Aplicación de Trazadores



# Anexo F

## Topografía

### F.1 Emplazamiento A Caso 1A

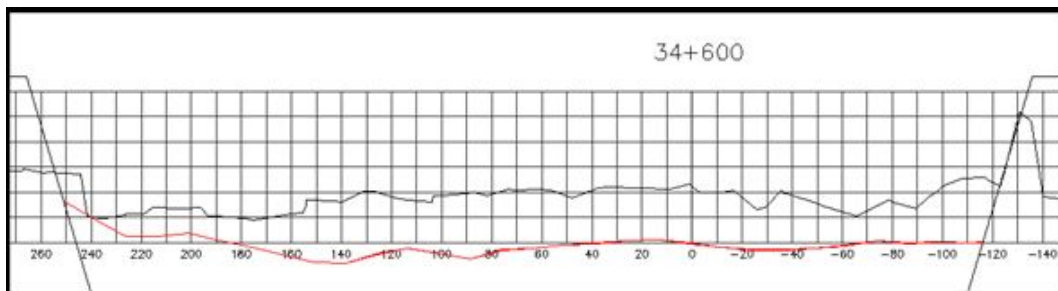


Figura F.1: Sección transversal 34+600

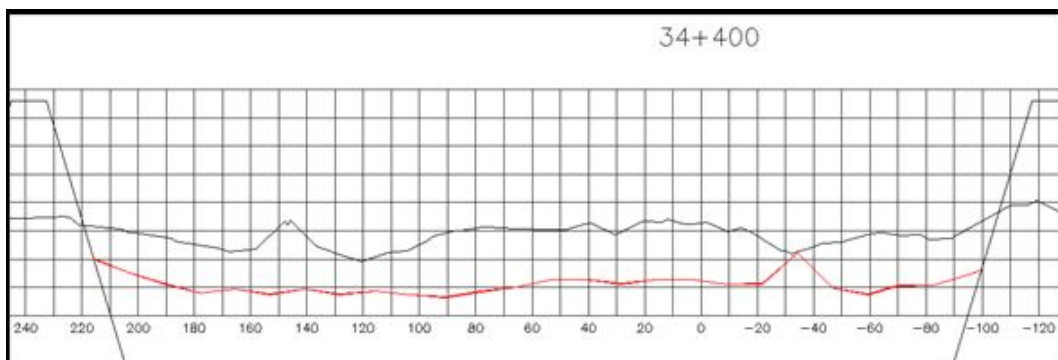


Figura F.2: Sección transversal 34+400

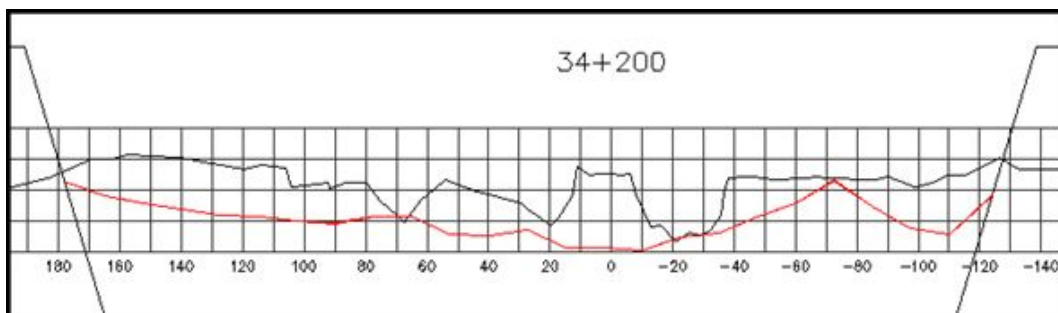


Figura F.3: Sección transversal 34+200

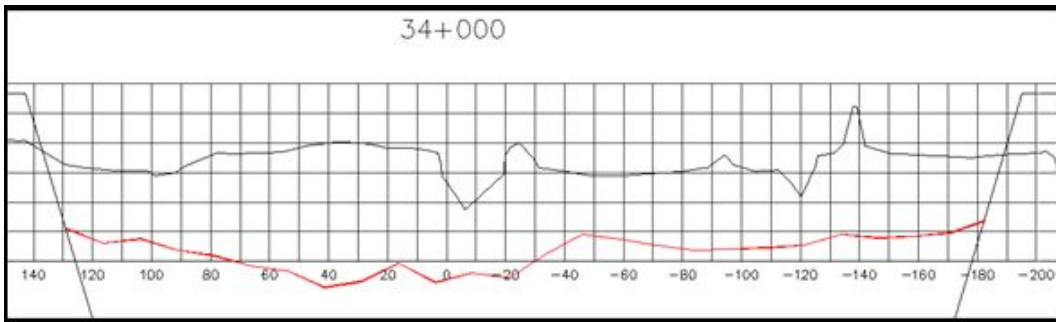


Figura F.4: Sección transversal 34+400

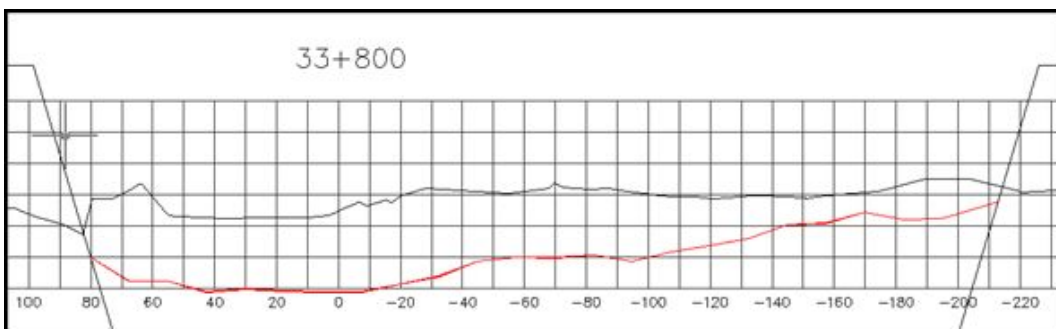


Figura F.5: Sección transversal 33+800

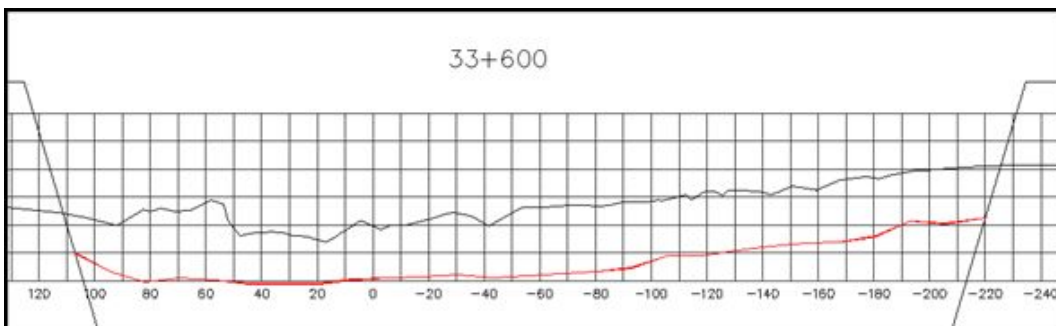


Figura F.6: Sección transversal 33+600

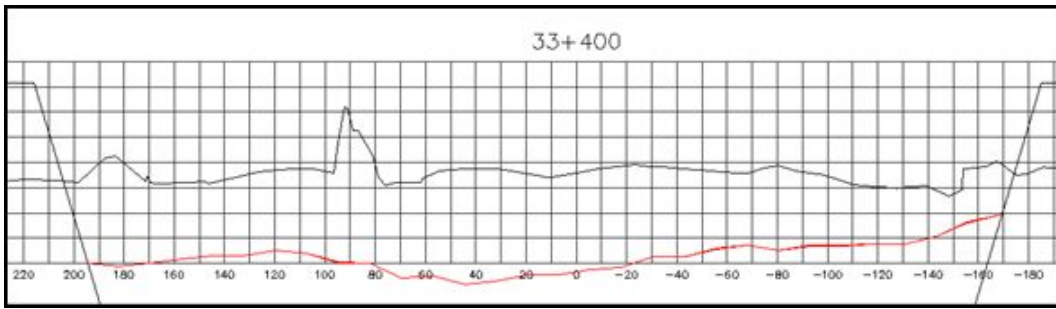


Figura F.7: Sección transversal 33+400

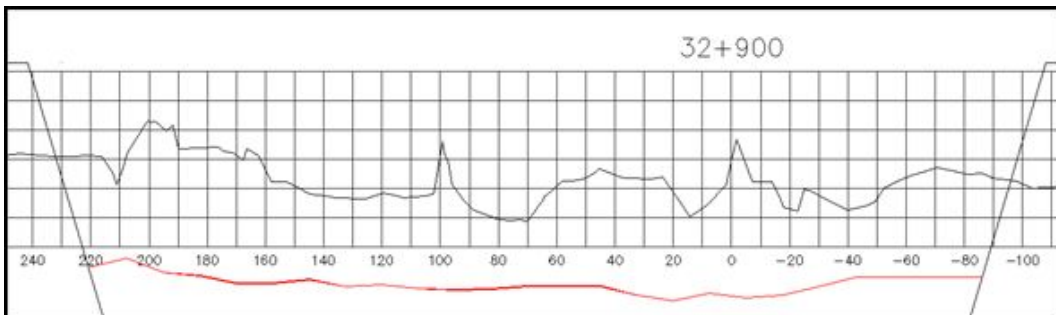


Figura F.8: Sección transversal 32+900

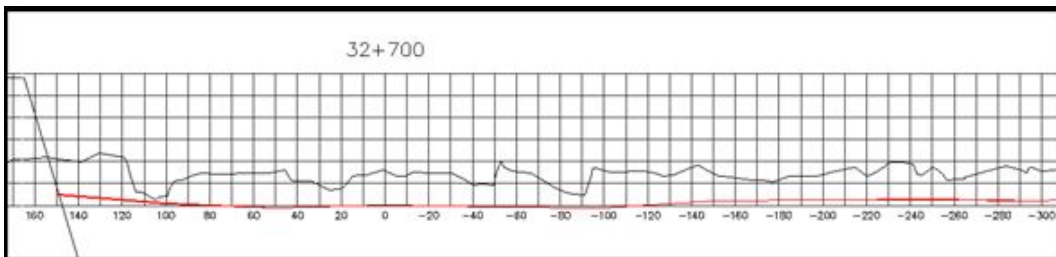


Figura F.9: Sección transversal 32+700

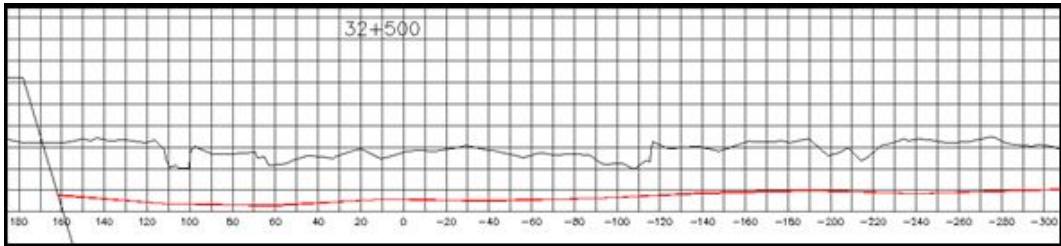


Figura F.10: Sección transversal 32+500

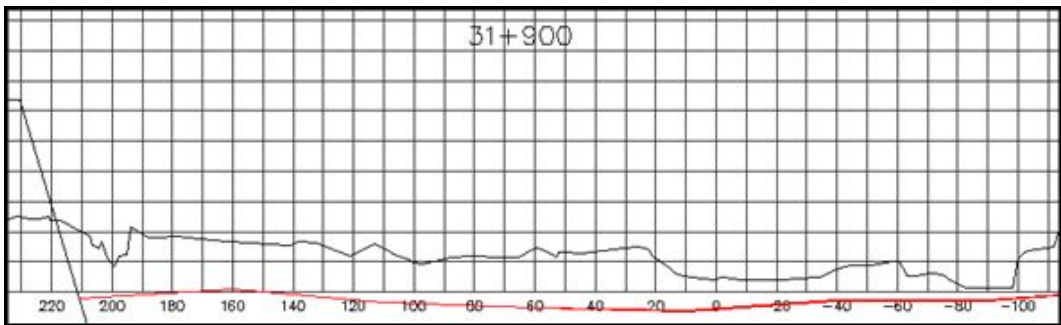


Figura F.11: Sección transversal 31+900



## F.2 Emplazamiento A Caso 2A

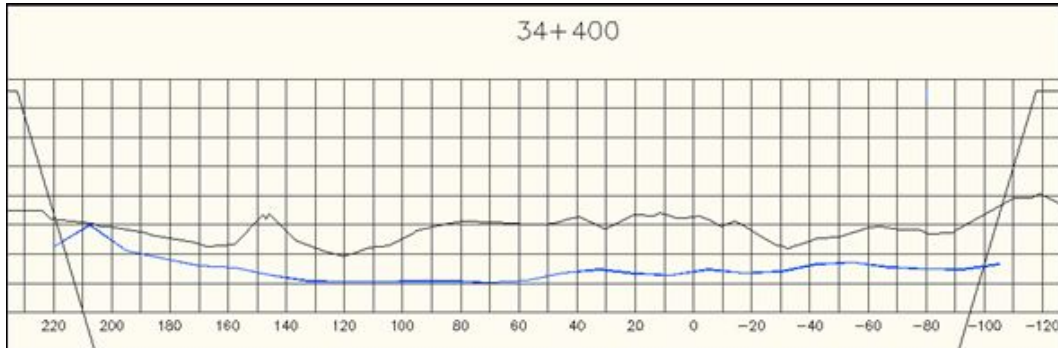


Figura F.12: Sección transversal 34+400

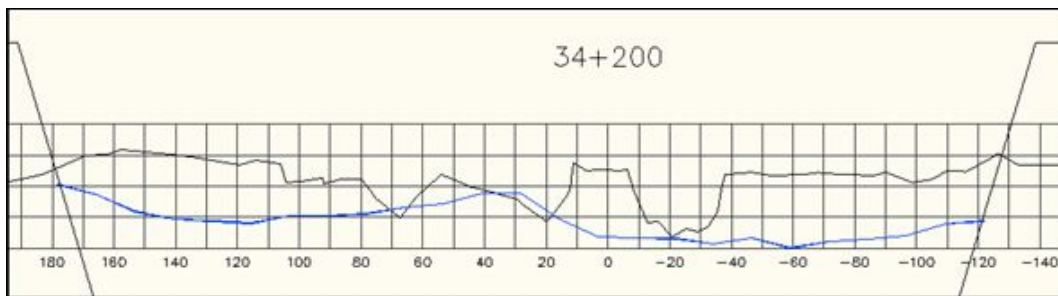


Figura F.13: Sección transversal 34+200

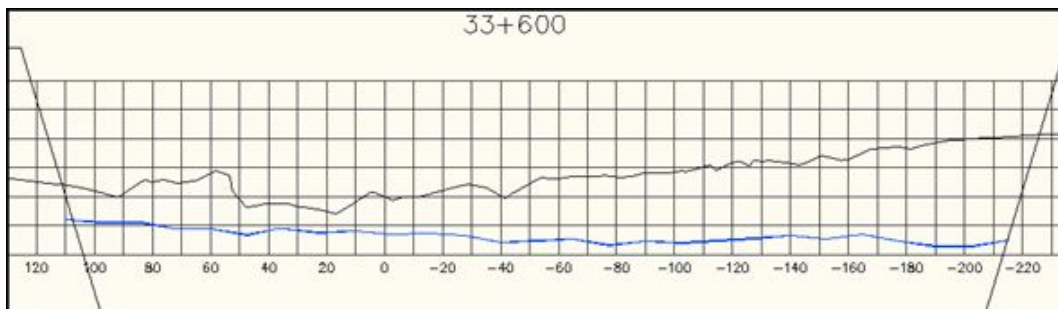


Figura F.14: Sección transversal 33+600