

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO HIDRÁULICO DE CARÁCTER
DIDÁCTICO PARA DEMOSTRACIONES DEL FENÓMENO DE ALUDES
TORRENCIALES Y LOS EFECTOS DE SUS MEDIDAS DE MITIGACIÓN.”**

Presentado por los Bachilleres:

Jimmy A. Gomes P.

Enrique J. Luque V.

Ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela,

para optar al

Título de Ingeniero Mecánico.

Junio de 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO HIDRÁULICO DE CARÁCTER DIDÁCTICO PARA DEMOSTRACIONES DEL FENÓMENO DE ALUDES TORRENCIALES Y LOS EFECTOS DE SUS MEDIDAS DE MITIGACIÓN.”

Tutor Académico: Prof. José Luis López

Presentado por los Bachilleres:

Jimmy A. Gomes P.

Enrique J. Luque V.

Ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela,

para optar al

Título de Ingeniero Mecánico.

Junio de 2012



Facultad de Ingeniería
INGENIERÍA MECÁNICA
Universidad Central de Venezuela
DEPARTAMENTO DE ENERGÉTICA

Caracas, 20 de junio de 2012

ACTA

Los abajo firmantes, miembros del jurado por el Consejo de Escuela de Ingeniería Mecánica, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por el (los) bachiller (es):

Luque Villalobos Enrique José

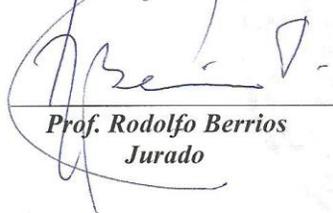
y

Gomes Piler Jimmy Alberto

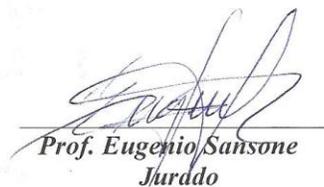
Titulado:

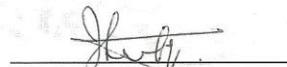
“Diseño y construcción de un modelo hidráulico de carácter didáctico para demostraciones del fenómeno de aludes torrenciales y los efectos de sus medidas de mitigación”

Consideran que el mismo cumple con los requisitos exigidos por el plan de estudio conducente al Título de Ingeniero Mecánico.


Prof. Rodolfo Berrios
Jurado




Prof. Eugenio Sansone
Jurado


Prof. José Luis López
Tutor

“50 años de la creación de la Escuela de Ingeniería Eléctrica, de la Escuela de Ingeniería Mecánica y del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales”



Caracas, 20 de junio de 2012

Ciudadano
Prof. Gerardo Ramírez,
Jefe de División de Control de Estudios
Presente.

Quienes suscriben profesores del Jurado Examinador, designado por el Consejo de la Escuela de Ingeniería Mecánica, nos dirigimos a usted, con la finalidad de informarle la decisión de otorgar a el (los) bachiller(s):

Lugue Villalobos Enrique José

y

Gomes Plier Jimmy Alberto

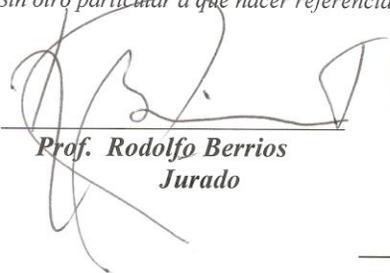
Titulares de la Cédula de Identidad N° 18.190.651 y 17.803.020 respectivamente.

“MENCION TRABAJO ESPECIAL DE GRADO”

Por la excelencia demostrada en la realización del Trabajo Especial de Grado Titulado:

Diseño y Construcción de un Modelo Hidráulico de Carácter Didáctico para Demostraciones del Fenómeno de Aludes Torrenciales y los Efectos de sus Medidas de Mitigación.

Sin otro particular a que hacer referencia, quedamos de usted.


Prof. Rodolfo Berrios
Jurado




Prof. Eugenio Sansone
Jurado


Prof. José Luis López
Tutor

“50 años de la creación de la Escuela de Ingeniería Eléctrica, de la Escuela de Ingeniería Mecánica y del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales”

DEDICATORIA

A mi Patria, a mis Padres, a mi Andrea.

Enrique Luque

A mis Padres.

Jimmy Gomes

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer especialmente al Profesor José Luis López, no solo por confiar en nosotros para desarrollar este proyecto sino también por el invaluable apoyo que nos prestó.

Agradecemos también al Instituto de Mecánica de Fluidos por prestarnos sus espacios para realizar los trabajos de construcción y los ensayos.

Finalmente queremos agradecer a Pablo, compañero que se desempeña en el taller del IMF, que estuvo siempre presto a darnos una mano con el proyecto.

Jimmy Gomes

Enrique Luque

INDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.2.1	Objetivo general	3
1.2.2	Objetivos específicos.....	3
1.3	RECURSOS DISPONIBLES.....	4
1.4	ALCANCES Y LIMITACIONES	5
2	MARCO TEÓRICO	6
2.1	TORRENTES	6
2.2	ALUDES TORRENCIALES.....	7
2.2.1	Conceptos básicos	7
2.2.2	Aludes torrenciales en Venezuela.....	9
2.2.3	Medidas de mitigación	11
2.2.4	Presas para control de sedimentos.....	13
2.3	CONCEPTOS HIDRÁULICOS.....	15
2.3.1	Flujo en canales abiertos	15
2.3.2	Flujo en tuberías.....	24
2.4	CONCEPTOS SEDIMENTOLÓGICOS.....	27
2.4.1	Transporte de sedimentos en un río	27
2.4.2	Caudal sólido.....	27
2.4.3	Capacidad de transporte de una corriente fluvial	28
2.4.4	Fórmulas para el cálculo del caudal sólido	28
2.4.5	Equilibrio del fondo en presencia de transporte	29
2.4.6	Inicio del movimiento	31
3	MARCO METODOLÓGICO	35
3.1	REVISIÓN DE BIBLIOGRAFÍA	35
3.2	SELECCIÓN DE LA CUENCA.....	37
3.2.1	Análisis de la cuenca y definición de escalas.....	38
3.3	DEFINICIÓN DEL CANAL	42
3.4	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO PRELIMINAR DE ENSAYOS ..	43

3.4.1	Diseño del modelo preliminar	43
3.4.2	Construcción del modelo preliminar de ensayos.....	45
3.4.3	Ensayos preliminares realizados	47
3.5	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO DEFINITIVO.....	49
3.6	DISEÑO DEL SISTEMA HIDRÁULICO DEFINITIVO.....	50
3.6.1	Diseño de los tanques	50
3.6.2	Diseño del sistema de tuberías.....	52
3.6.3	Diseño y construcción de las presas y el desagüe del modelo	56
3.7	CÁLCULOS SEDIMENTOLÓGICOS	61
3.7.1	Criterio de Shields	61
3.7.2	Criterio de Aguirre-Pe y Fuentes.....	61
3.8	DISEÑO DEL SISTEMA DE SOPORTE Y SUJECCIÓN.....	64
3.9	MAQUETERÍA.....	65
4	RESULTADOS Y ANÁLISIS	66
4.1	MUESTRAS DE SEDIMENTOS	66
4.2	ENSAYOS EXPERIMENTALES	70
4.2.1	Ensayos de flujo con sedimentos sin presas.....	70
4.2.2	Ensayos de flujo con sedimentos con presas	74
5	CONCLUSIONES	83
6	RECOMENDACIONES.....	86
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	87

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Partes de un torrente	7
Ilustración 2. Algunos tipos de flujo fotografiados en el edo. Vargas, 1999 (López y Courtel, 2010).....	8
Ilustración 3. Diagrama esquemático de una onda típica de flujo de detritos.	9
Ilustración 4. Torrente con arrastre de sedimento y deposición en abanico aluvial en el Edo. Mérida, 2011.	10
Ilustración 5. Alud Torrencial devastador, Edo. Vargas 1999.....	11
Ilustración 6. Esquema de medidas de prevención de aludes torrenciales.....	13
Ilustración 7. Presa abierta ranurada en el río San Julián, estado Vargas.	14
Ilustración 8. Presa abierta con ventanas en la quebrada Camurí Chico, estado Vargas. 15	
Ilustración 9. Presa cerrada de gaviones en el río San José de Galipán, estado Vargas. 15	
Ilustración 10. Esquema de una sección transversal trapezoidal en un canal abierto.	16
Ilustración 11. Coeficientes de Manning para varios materiales (Potter, 2006).	18
Ilustración 12. Variación de la energía con la profundidad	20
Ilustración 13. Vertedero de cresta delgada (perfil longitudinal del flujo).....	22
Ilustración 14. Vertedero rectangular (vista frontal).....	22
Ilustración 15. Esquema de un orificio sumergido de sección rectangular (vista frontal). .	23
Ilustración 16. Diagrama de vertedero circular en una pared lateral.....	24
Ilustración 17. Coeficientes de pérdida de carga para algunos accesorios (Munson, B.R., et al., 1990).....	25
Ilustración 18. Curvas de operación y de demanda de una bomba y un sistema.	26
Ilustración 19. Representación gráfica de la balanza de Lane.	30
Ilustración 20. Ábaco de Shields.	33
Ilustración 21. Canal de recirculación de agua y sedimentos finos (arena) en el laboratorio del IMF.....	35
Ilustración 22. Canal de flujo torrencial para ensayos con sedimentos gruesos en el laboratorio del IMF.....	36
Ilustración 23. Cuenca del tramo inferior del río Cerro Grande, mostrando partes de la garganta y del abanico aluvial (Google Earth).....	39
Ilustración 24. Comparación entre los perfiles reales (Google Earth) y ajustados del río en las escalas seleccionada (medidas en cm).	41
Ilustración 25. Diagrama de sección transversal del canal en el modelo (medidas en cm).	42
Ilustración 26. Diagrama del cajón para contener el modelo físico (medidas en cm).....	44
Ilustración 27. Superficie modelada en el software Rhino 4.0	44
Ilustración 28. Superficie modelada, vista frontal.	44
Ilustración 29. Superficie Modelada, vista superior.	45
Ilustración 30. Perspectiva del modelo físico.	45
Ilustración 31. Curvas de nivel, logradas con la intercepción de planos horizontales a la superficie modelada.....	46
Ilustración 32. Modelo de la topografía hecho en anime.	46
Ilustración 33. Modelo físico fabricado en masilla.	47
Ilustración 34. Diagrama del tanque de descarga, medidas en cm.	51
Ilustración 35. Diagrama del tanque de almacenamiento, medidas en cm.	51
Ilustración 36. Diagrama del Sistema de Bombeo y recirculación, vista superior, medidas en cm.....	52
Ilustración 37. Diagrama del Sistema de Bombeo, vista lateral, medidas en cm.	53

Ilustración 38. Diagrama del Sistema de Bombeo, vista frontal, medidas en cm.....	53
Ilustración 39. Diagrama del tanque de almacenamiento con la posición del filtro, medidas en cm.....	54
Ilustración 40. Curva de la bomba y curva de demanda del sistema.....	55
Ilustración 41. Diagrama de presa ranurada, medidas en cm.	56
Ilustración 42. Diagrama de presa abierta de ventana, medidas en cm.	57
Ilustración 43. Diagrama de presa cerrada con vertedero, medidas en cm.	58
Ilustración 44. Molde de yeso para fabricación de las presas.	59
Ilustración 45. Proceso de desmolde de las presas.	59
Ilustración 46. Presas posicionadas en la garganta de la cuenca.	60
Ilustración 47. Diagrama del carro de transporte desplegado, medidas en cm.....	64
Ilustración 48. Diagrama del carro de transporte plegado, medidas en cm.	64
Ilustración 49. Fotografía tomada desde lo más alto del modelo.....	65
Ilustración 50. Curva granulométrica de la muestra 1.	66
Ilustración 51. Curva granulométrica de la Muestra 2.	67
Ilustración 52. Curva granulométrica de la Muestra 3.	69
Ilustración 53. Gráfico que compara la relación entre las medidas predichas y las medidas para cada tramo.....	72
Ilustración 54. Izq. Reproducción de alud torrencial en el modelo, Der. Imagen tomada en Camurí Grande, Edo. Vargas, 2005.....	73
Ilustración 55. Izq. Obstrucción en el puente tomada durante un ensayo en el modelo, Der. Imagen tomada en Camurí Grande, Edo. Vargas, 2005.	74
Ilustración 56. Ensayo con sedimentos y presa cerrada.	76
Ilustración 57. Ensayo con sedimentos y presa cerrada con caudal aumentado.....	76
Ilustración 58. Ensayo con sedimentos y presa de ventana.	78
Ilustración 59. Ensayo con presa ranurada.	79
Ilustración 60. Vista desde aguas arriba mostrando la similitud de los procesos de sedimentación en presas abiertas: a) ensayo en canal didáctico; b) y c) río Camurí Chico en el estado Vargas después de la creciente de febrero del 2005.	80
Ilustración 61. Ensayo con sistema estructurado de presas (vista hacia aguas abajo).....	81
Ilustración 62. Ensayo con sistema estructurado de presas. Vista hacia aguas arriba.	82

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características geométricas y fisiográficas de cuencas del edo. Vargas.....	38
Tabla 2. Medidas tomadas del río (Google Earth).....	40
Tabla 3. Medidas en el modelo aplicando las escalas seleccionadas.....	40
Tabla 4. Medidas en el modelo a escala con ajustes de pendientes.....	41
Tabla 5. Resultados medición de caudal.....	48
Tabla 6. Resultados de mediciones experimentales de V y h.....	48
Tabla 7. Cálculos de calibración del coeficiente de Manning.....	49
Tabla 8. Resultados diseño tanque de descarga.....	50
Tabla 9. Velocidad en las tuberías.....	52
Tabla 10. Cálculo de pérdidas en tuberías.....	54
Tabla 11. Cálculo de pérdidas por accesorios.....	55
Tabla 12. Cálculo presa de ventana rectangular para un $Q = 0,12$ lps.....	57
Tabla 13. Cálculo vertedero rectangular con contracción.....	58
Tabla 14. Cálculo del desagüe del modelo.....	60
Tabla 15. Resultados de la aplicación del criterio de Shields.....	61
Tabla 16. Datos del canal y la corriente tomados en ensayos.....	62
Tabla 17. Valores de Q y V usando la ecuación de Chezy-Manning y la definición de descarga.....	62
Tabla 18. Iteraciones de la ecuación de Aguirre-Pe y Fuentes con $V = 1,17$ m/s.....	62
Tabla 19. Iteraciones de la ecuación Aguirre-Pe y Fuentes con $V = 0,7$ m/s.....	63
Tabla 20. Diámetros críticos en cada tramo del canal.....	63
Tabla 21. Cálculos de composición granulométrica de la muestra 1.....	66
Tabla 22. Cálculos de composición granulométrica para la Muestra 2.....	67
Tabla 23. Cálculos granulométricos de la muestra 3.....	68
Tabla 24. Cálculo experimental de la capacidad de transporte en el abanico aluvial.....	70
Tabla 25. Cálculo experimental de la capacidad de transporte en la garganta del cauce.....	71
Tabla 26. Cálculo de la capacidad de transporte usando distintos criterios.....	71

Gomes P., Jimmy A.; Luque V., Enrique J.

“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO HIDRÁULICO DE CARÁCTER DIDÁCTICO PARA DEMOSTRACIONES DEL FENÓMENO DE ALUDES TORRENCIALES Y LOS EFECTOS DE SUS MEDIDAS DE MITIGACIÓN”

Tutor Académico: López, J. L., Tesis. Caracas. U.C.V. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Mecánica. 2012, 87 Pág.

Palabras claves: Alud Torrencial, micromodelo, presa de retención de sedimentos, abanico aluvial, garganta. Río Cerro Grande.

RESUMEN

Teniendo en cuenta que los aludes torrenciales son una condición crónica de las montañas del país que cada vez afecta más a las poblaciones (Edo. Vargas, 1999 y 2005; Edos. Mérida y Táchira, 2011-2012) y que el conocimiento de los procesos es una poderosa herramienta para mitigar sus devastadores efectos, se diseñó y construyó un modelo didáctico para ser usado en demostraciones a las comunidades con el fin de familiarizarlas con los fenómenos que rodean los eventos de aludes torrenciales.

El modelo se realizó a partir de la cuenca del río Cerro Grande, Edo. Vargas, de la que se representó el abanico aluvial y un tramo de la garganta. Se utilizaron escalas de 1:600 en el plano horizontal y de 1:100 en la vertical, y se ajustaron las cotas para tener pendientes de 0,3 en la garganta y 0,1 en el abanico aluvial.

Se utilizaron sedimentos cuyos diámetros oscilaban entre 1 y 10 mm. Se hicieron ensayos para determinar la capacidad de transporte tanto en la garganta como en el abanico que fueron comparados con predicciones hechas usando las fórmulas de Meyer-Peter, Engelund-Hanson y Schoklistch, resultando esta última la más acertada.

Se diseñaron e hicieron ensayos que permitieron demostrar los fenómenos de transporte y deposición de sedimentos, obstrucción y desbordamiento de cauces, inundación del abanico aluvial tanto con agua como con sedimentos, retención de sedimentos en presas, filtrado de sedimento en presas abiertas, establecimiento de pendientes de equilibrio, resalto hidráulico y efecto de ruptura de un dique natural entre otros. La respuesta del micromodelo replica adecuadamente los procesos físicos observados en las quebradas y presas construidas en Vargas.

Es importante resaltar que el modelo es portátil, lo que permite transportarlo a las zonas donde se encuentran poblaciones en riesgo para hacer demostraciones que despierten la conciencia sobre la importancia de mantener las medidas estructurales de mitigación a punto para manejar los flujos de sedimentos que se pudieran generar en las cuencas.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A partir de los sucesos acaecidos en el estado Vargas en diciembre del año 1999, la Nación fue testigo del inmenso poder destructivo de los aludes torrenciales y de lo costoso que puede llegar a ser la invasión de los espacios de la naturaleza sin conocer los peligros existentes y las medidas que se pueden y deben tomar para mitigarlos.

Los extraordinarios sucesos del año 1999 en el estado Vargas, inherentes al relieve de la zona, fueron mucho más destructivos tanto por la imprudencia de la ocupación de los espacios de los ríos, como por la ausencia y/o abandono de las medidas preventivas necesarias, tanto estructurales como no estructurales (López y Pérez, 2010).

Sin embargo, al revisar la bibliografía se puede confirmar que este fenómeno no se limita a este estado y es más bien crónico en toda la extensión de nuestra cordillera (Andina y de la Costa) dadas sus características, a saber: altas pendientes y condiciones geológicas que facilitan el arranque y transporte de sedimentos (Singer, 2010).

El ser humano ha desarrollado medidas tanto estructurales (que comprende obras civiles orientadas a controlar los aludes torrenciales), como no estructurales (educación, sistemas de alerta temprana, etc.) para garantizar la seguridad de sus asentamientos en zonas propensas a sufrir los efectos de estos destructivos pero naturales fenómenos. Por la envergadura de las medidas estructurales estas pueden ser acometidas solo por los entes estatales.

Por estas razones es poco lo que se puede hacer desde el punto de vista académico y comunitario en cuanto a las medidas estructurales, pero es innegable la necesidad de que la academia se acerque a las comunidades para que, a través del uso de medios didácticos fácilmente comprensibles, las hagan asumir la

actitud vigilante necesaria para garantizar sistemas de prevención y respuesta eficientes de frente a esta realidad natural.

Consciente del papel protagónico que deben jugar las comunidades en el monitoreo de situaciones que pudieran afectarlas, de la responsabilidad que la academia tiene de enlazar su saber con los problemas nacionales y, de que el conocimiento del fenómeno de aludes torrenciales y los efectos de las medidas preventivas son herramientas muy útiles en ese sentido, el Instituto de Mecánica de Fluidos de la Universidad Central de Venezuela se ha propuesto diseñar y construir un modelo hidráulico didáctico, portátil con los medios a su disposición, que permita representar los efectos de este fenómeno y la utilidad e importancia de las obras para mitigar sus efectos.

La idea es proveer una herramienta didáctica, inexistente actualmente en el país, adaptada tanto a la geografía como a las necesidades venezolanas, que facilite la enseñanza en materias de aludes torrenciales, sus efectos y sus medidas de control a la población general, que sea a su vez fácilmente transportable (camioneta Trail-Blazer), permitiéndole llegar a las comunidades que están expuestas a este fenómeno natural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

Diseñar y construir un modelo hidráulico portátil de tipo didáctico para demostraciones prácticas del fenómeno de aludes torrenciales y del impacto de sus medidas de mitigación.

1.2.2 Objetivos específicos

- Diseñar y construir un modelo físico, portátil, de tipo didáctico, en pequeña escala de una cuenca típica susceptible a la generación de aludes torrenciales, representativa de las cuencas torrenciales existentes en el país.
- Diseñar e instrumentar un sistema hidráulico de recirculación de agua y suministro de sedimentos para simular flujos torrenciales en el modelo físico.
- Diseñar e instrumentar una serie de experimentos para demostración de los aludes torrenciales y de sus medidas de mitigación por medio de la construcción de presas de retención de sedimentos.

1.3 RECURSOS DISPONIBLES

Para el cumplimiento de los objetivos planteados se cuentan con los siguientes recursos:

1. *Bibliográficos:*

- Biblioteca Central de la Universidad Central de Venezuela,
- Biblioteca de la Escuela de Ingeniería Mecánica de la UCV,
- Archivo de publicaciones del Instituto de Mecánica de Fluidos de la UCV.

2. *Técnicos:*

- Acceso a las instalaciones de los laboratorios y taller mecánico del IMF.
- Apoyo de un técnico mecánico del IMF.
- Apoyo de un técnico carpintero del IMF.

3. *Tecnológicos:*

- 2 Computadores personales portátiles.

4. *Económicos:*

- Los gastos de materiales y construcción del modelo fueron cubiertos por el FONACIT.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

Es importante resaltar que el objetivo de este trabajo es construir un modelo físico en pequeña escala que sea capaz de reproducir los procesos de transporte y deposición de sedimentos que ocurren en un cauce torrencial. A continuación se presenta una relación de las principales limitaciones que se deben tener en cuenta a la hora de diseñar el modelo:

El espacio disponible en la camioneta es de 1,70 m de largo, 1,34 m de ancho y 0,87 m de altura, lo que, dejando un espacio prudencial para maniobrar, conduce a unas dimensiones aproximadas para el modelo de 1,60 x 0,80 x 0,80 m. Se consideró además que un peso razonable para ser movilizado por dos personas es de 70 Kg (máximo).

Se consideró una altura de aproximadamente 80 cm, medidos a partir del suelo cuando esté desplegado para facilitar su observación por parte del público y el suministro de sedimentos por parte de los expositores.

La sencillez de operación, la durabilidad, la economía y la facilidad de hacerle mantenimiento preventivo y correctivo serán también factores a ser tomados en cuenta en el diseño.

Se eligió que el voltaje necesario para operar fuera de 110 V para poderlo usar en cualquier lugar con acceso a electricidad.

Resumiendo, las características principales del modelo son:

- Tamaño: 160 x 80 x 80 cm (compactado).
- Peso máximo: 70 Kg.
- Fuente de Poder: 110 V.
- Altura del modelo desplegado: 80 cm.
- Durable, económico y sencillo de operar y mantener.
- Provisto de ruedas para el traslado manual.

2 MARCO TÉORICO

2.1 TORRENTES

Un torrente es una corriente natural de agua situada en una zona montañosa, con fuertes pendientes, mayores a 5%, caudal irregular y que puede tener gran capacidad de erosión y arrastre de sedimentos. En un torrente podemos diferenciar principalmente tres partes:

- Cuenca de Recepción: La cuenca de recepción es la parte del torrente donde se recolectan las aguas de lluvia y se generan los materiales de arrastre. Tiene fuertes pendientes, por lo que pueden formarse en ella grandes deslizamientos de tierra, avalanchas y aludes.
- Cañón, garganta o canal de desagüe: zona donde el cauce se hace más angosto y profundo al acentuarse la erosión vertical y en donde predomina el transporte de sedimentos.
- Abanico aluvial o cono de deyección: zona de menor pendiente que se encuentra a la salida de la montaña, donde se depositan los sedimentos (bloques, cantos rodados, grava, arena) arrastrados por las aguas del torrente durante las crecidas. Los sedimentos se acumulan en forma de abanico al generalmente, en el fondo del valle principal. Puede intuirse el cambio brusco de pendiente en el comienzo del cono de deyección.

ESQUEMA DE UN TORRENTE

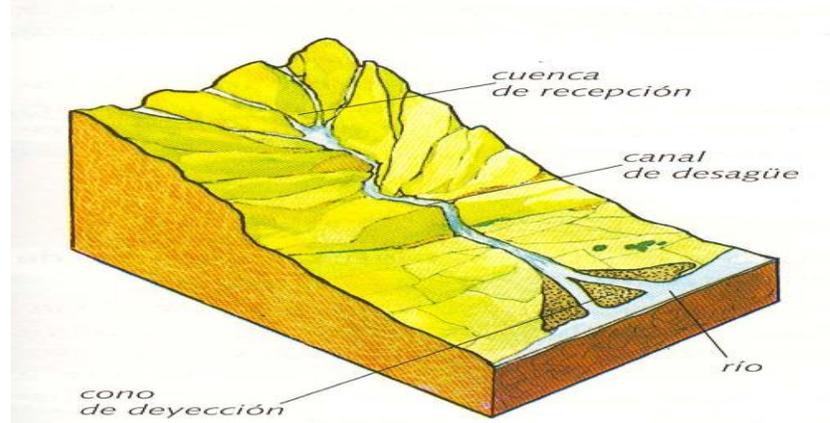


Ilustración 1. Partes de un torrente

2.2 ALUDES TORRENCIALES

2.2.1 Conceptos básicos

Se entiende por «Alud Torrencial» aquellos flujos con altas concentraciones de sedimentos (hiperconcentraciones) que se generan en las cuencas montañosas, cuyo origen está asociado a la ocurrencia de deslizamientos durante lluvias prolongadas y de alta intensidad, y que pueden estar conformados por agua, barro, rocas, y grandes restos de vegetación, sí como por todo tipo de desperdicios y arrastres de materiales fabricados por el hombre. Los tamaños de los sedimentos arrastrados varían desde micrones (arcillas) hasta varios metros de diámetro (peñones) (López y Courtel, 2010). Usualmente se acepta un valor de 20% para definir el límite inferior de concentración (en volumen) de los flujos hiperconcentrados. Para concentraciones menores que 20% se considera un flujo de agua con arrastre convencional de carga suspendida y carga de fondo.

No existe una clasificación única para los aludes torrenciales, pero se acepta en general que si más de la mitad de la fracción sólida está compuesta por granos mayores que las arenas se utiliza el término flujo de detritos, en vez de flujo de barros. Los flujos de detritos se refieren a una mezcla de agua y sedimentos compuestos por finos, arena, grava, cantos rodados y peñones,

incluyendo restos vegetales como ramas y troncos de árboles, pudiendo incluir también a objetos como carros, restos de casas, y otros materiales antropogénicos. Los flujos de detritos tienen una consistencia similar a la del concreto húmedo y pueden desplazarse a velocidades cercanas a los 20 m/s, por lo que tienen un gran poder de destrucción.



a) Flujo de agua y sedimentos.



b) Depósitos de sedimentos dejados por un flujo de barrós.



c) Depósitos sedimentarios de un flujo de detritos.

Ilustración 2. Algunos tipos de flujo fotografiados en el edo. Vargas, 1999 (López y Courtel, 2010).

En el modelo más aceptado de la onda de desplazamiento de un flujo de detritos se distinguen claramente tres partes: el frente, donde se acumulan los sedimentos más grandes, seguido del cuerpo, donde la gran viscosidad de la mezcla puede dar lugar a un flujo laminar y finalmente la cola, donde la concentración de sedimentos finos decrece y se produce un flujo turbulento.

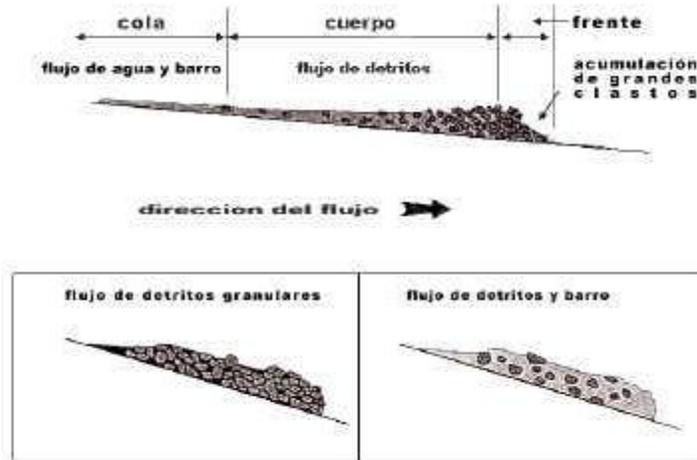


Ilustración 3. Diagrama esquemático de una onda típica de flujo de detritos.

2.2.2 Aludes torrenciales en Venezuela

Son varios los factores que influyen en el potencial que existe en el país para que se generen estos fenómenos, los cuales se enumeran a continuación:

1. La presencia sobre gran parte del territorio nacional de sistemas montañosos (Los Andes, Perijá, Central Costera y Oriental, así como también los tepúyes en el sur del país) cuyas laderas tienen pronunciadas pendientes que facilitan el arrastre de sedimentos.
2. En estas mismas zonas existe también un importante potencial sísmogénico, lo cual contribuye adicionalmente a desestabilizar la montaña, produciendo grietas y fracturas en los suelos y rocas, creando condiciones favorables para la ocurrencia de deslizamientos y aludes torrenciales.
3. La degradación de los suelos de las montañas, producto del desarrollo agresivo de la agricultura comercial, ya sea para el comercio externo o para surtir a las grandes urbes nacionales, degradación que se puede evidenciar en el aumento de los deslaves que se presentan en las cercanías montañosas de los centros urbanos véase Boconó, Santa Ana, Trujillo, Mérida, Caracas, etc.

4. La urbanización masiva en las laderas de las colinas de los alrededores de las grandes ciudades usando la técnica del “terraceo”, situación especialmente visible en la zona del sureste Caracas.

Singer (2010) presenta una relación de más de 150 eventos de este tipo en todo el territorio nacional. Se puede entonces concluir que el fenómeno es crónico en las áreas montañosas del trópico, en las que en nuestro país está asentada la mayoría de la población, lo que obliga a poner especial atención a las medidas de prevención para evitar sus potencialmente devastadores efectos.



Ilustración 4. Torrente con arrastre de sedimento y deposición en abanico aluvial en el Edo. Mérida, 2011.



Ilustración 5. Alud Torrencial devastador, Edo. Vargas 1999

2.2.3 Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación de aludes torrenciales se pueden dividir en medidas estructurales y no estructurales (López y Courtel, 2010).

- *Medidas estructurales*

Las medidas estructurales se basan en la construcción de obras hidráulicas para el control de los flujos y de los sedimentos aportados por los torrentes. Estas obras de control consisten básicamente en: a) obras de control de erosión en cárcavas, laderas y pendientes inestables; b) obras de estabilización de cauces; c) obras de control y retención de sedimentos; y d) obras de conducción de flujos (canalizaciones).

Las obras de control de erosión tienen como objetivo disminuir el aporte de sedimentos en los tramos superiores de la cuenca, mediante pequeñas obras y trabajos de retención y protección de suelos, control de laderas y pendientes, reforestación, enfajinado, y obras de drenaje para estabilización de taludes.

Las obras de estabilización de cauces se refieren a una serie de pequeñas presas escalonadas que se construyen en los tributarios para estabilizar las pendientes de los cauces y laderas, reduciendo la energía del flujo para transportar los sedimentos.

Las obras de control y retención de sedimentos consisten en presas para capturar y almacenar los arrastres sólidos, las cuales se construyen usualmente en la garganta del torrente o en sus afluentes principales. También se incluyen en este grupo las lagunas de sedimentación que cumplen el mismo propósito y se construyen en los abanicos aluviales cuando existen espacios suficientes para depositar los sedimentos.

Las obras de conducción se utilizan para guiar y conducir los flujos desde las presas o lagunas de almacenamiento hasta un sitio seguro de descarga. Ellas consisten en canalizaciones, diques y bermas, estructuras de caída, y obras de disipación.

En este proyecto se hará énfasis en las obras de control y retención de sedimentos.

- *Medidas No estructurales*

Las medidas no estructurales se basan en los siguientes aspectos: a) instrumentación de sistemas de monitoreo de variables hidrometeorológicas en la cuenca; b) construcción de sistemas de alerta temprana para aviso a la población; c) elaboración de planes de contingencia y evacuación de la población; y d) elaboración de mapas de amenaza y riesgo.

El sistema de monitoreo hidrometeorológico requiere de la instalación de estaciones automáticas y telemétricas para la captación de los datos de precipitación en tiempo real, los cuales se transmiten a una estación central que reporta a las instituciones encargadas de dar las señales de alerta a la población. La implementación de un sistema de alerta temprana requiere de la definición de los umbrales de lluvia o valores críticos que pueden generar aludes torrenciales.

El siguiente cuadro (Fig. 6) presenta un resumen de lo tratado:



Ilustración 6. Esquema de medidas de prevención de aludes torrenciales

2.2.4 Presas para control de sedimentos

Las presas de control de sedimentos pueden ser del tipo cerrada o abierta. Ambas cumplen la función de reducir la concentración de sedimentos y la descarga pico de las crecientes (López y Courtel, 2010).

Las presas cerradas interceptan la mayor proporción del material arrastrado, excepto las partículas más finas que pasan cuando las crecientes desbordan la presa.

Las presas abiertas se construyen con aberturas en el cuerpo de la estructura las cuales pueden ser del tipo ranurado, cuando la abertura alcanza la cresta (presas ranuradas) o del tipo de ventanas, cuando no la alcanza (presas con ventanas). En esta forma se permite que parte del sedimento, la sección más fina, pase a través de la presa. Estas estructuras pueden mantener intacta su capacidad de almacenamiento por periodos más largos de tiempo, además de reducir el impacto erosivo sobre los tramos aguas abajo ya que el caudal sólido no es interrumpido bruscamente. Si las aberturas son lo suficientemente grandes, los eventos ordinarios (crecientes anuales) no deberían reducir su capacidad de almacenamiento, dejándola intacta para las grandes crecientes.

La selección del tipo de presa a usar para el control de los sedimentos depende en buena medida del tipo de flujo o alud torrencial que se pueda generar en la cuenca. Por ejemplo, los flujos de detritos exigen la construcción de presas

abiertas ranuradas en el cañón del torrente para remover los grandes clastos de la matriz del flujo. Los flujos de barro por otro lado requieren de la construcción de presas abiertas con ventanas o de lagunas de sedimentación para almacenar los arrastres sólidos y reducir las concentraciones del flujo. El ancho de las ventanas o de las ranuras es una función del material a retener. En la práctica se usa un valor de 1,5 a 3 veces el diámetro del material a ser retenido por la estructura.

La lógica nos indica que las presas ranuradas o abiertas se deben colocar aguas arriba, con el objeto de que los sedimentos más grandes no aumenten su cantidad de movimiento y puedan ser contenidos por presas que deban resistir menos, pasando solo los más finos que deberán ser retenidos por las presas cerradas colocadas aguas abajo.

Sin embargo, estos sistemas van, con el paso del tiempo, reteniendo material y por lo tanto reduciendo su capacidad de contener sedimentos, lo que podría, en el caso de una situación de crecidas extraordinarias, devenir en una catástrofe.

Es por lo tanto de gran importancia la supervisión y el control periódico de estas obras con el objeto de evitar la sedimentación de las mismas y mantenerlas listas para controlar crecidas extraordinarias.



Ilustración 7. Presa abierta ranurada en el río San Julián, estado Vargas.



Ilustración 8. Presa abierta con ventanas en la quebrada Camurí Chico, estado Vargas



Ilustración 9. Presa cerrada de gaviones en el río San José de Galipán, estado Vargas.

2.3 CONCEPTOS HIDRÁULICOS

Es necesario en el diseño de este modelo manejar conceptos tanto de los casos de flujo en canales abiertos como en tuberías, así como también de transporte de material sólido.

2.3.1 Flujo en canales abiertos

2.3.1.1 Parámetros Geométricos

En primer lugar es necesario definir una forma genérica de un canal a través del cual corra un flujo.

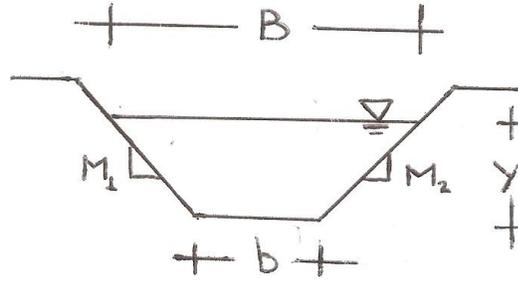


Ilustración 10. Esquema de una sección transversal trapezoidal en un canal abierto.

Donde:

A: Es el área de la sección transversal, en el caso genérico de una forma trapezoidal será:

$$A = b \cdot y + \frac{y^2}{2} (m_1 + m_2)$$

P: Es el perímetro mojado del canal o el contorno que es bañado por el fluido, se calcula de la siguiente manera:

$$P = b + y(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2})$$

B: Es la superficie libre a la atmósfera, llamado Ancho Tope:

$$B = b + Y(m_1 + m_2)$$

Donde m_x es la relación de cambio horizontal al cambio vertical de la pared señalada por el subíndice.

R: Es el radio hidráulico, una magnitud que se define de la siguiente manera:

$$R = \frac{A}{P}$$

2.3.1.2 Ecuación de Chezy-Manning

El flujo uniforme se sucede en un canal cuando la profundidad y la velocidad no varían a lo largo del mismo. Esto también significa que la pendiente de fondo del canal, la pendiente de la superficie libre, y la pendiente de la línea de energía son iguales.

Bajo estas condiciones se tiene que:

$$V = C * \sqrt{R * S}$$

Donde:

V: Es la velocidad media;

C: Es el coeficiente de Chezy;

R: Es el radio hidráulico;

S: Es la pendiente del canal.

El coeficiente de Chezy (C), refleja la resistencia al flujo y está relacionado con la escabrosidad o rugosidad del canal y su radio hidráulico por medio de la relación que se presenta a continuación:

$$C = \frac{c_1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

Donde c_1 es una constante que en el sistema internacional de unidades, (que será utilizado exclusivamente a lo largo de este trabajo) es igual a 1.

La constante “n” está asociada a la aspereza del canal y se conoce como coeficiente de Manning.

Valores de este coeficiente para diversas superficies se presentan a continuación.

TABLA 7.3 Valores promedio^a de la constante *n* de Manning.

<i>Material de la pared</i>	<i>Constante n de Manning</i>
Madera cepillada	0.012
Madera no cepillada	0.013
Concreto terminado	0.012
Concreto no terminado	0.014
Tubo de drenaje	0.013
Ladrillo	0.016
Hierro colado, hierro forjado	0.015
Tubo de concreto	0.015
Acero remachado	0.017
Tierra, común	0.022
Canalones de metal corrugado	0.025
Cascajo	0.03
Tierra con piedras y yerbas	0.035
Arroyos de montaña	0.05

Ilustración 11. Coeficientes de Manning para varios materiales (Potter, 2006).

Componiendo estas dos ecuaciones con la definición de descarga,

$Q = AV$, se obtiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Esta expresión es conocida como la ecuación de Chezy-Manning, en honor a sus autores.

2.3.1.3 Ecuación de Darcy-Weisbach

En canales abiertos la ecuación de Darcy-Weisbach queda de la siguiente manera:

$$R * S = \frac{f}{8 * g} * V^2$$

Donde f es el coeficiente de fricción que se obtiene a partir del diagrama de Moody.

Así:

$$V = \sqrt{\frac{8 * g * R * S}{f}}$$

Que al ser compuesta con la definición de descarga deviene en:

$$Q = \frac{A}{\sqrt{\frac{8 * g * R * S}{f}}}$$

2.3.1.4 Profundidad normal

Es la profundidad asociada con el flujo uniforme, el diseño de redes de drenaje de flujo por gravedad a menudo se basa en suponer un flujo uniforme y utilizar la ecuación de Chezy-Manning para determinarla.

2.3.1.5 Energía y Profundidad crítica

La energía en cualquier posición del canal viene dada por la siguiente expresión:

$$H = z + y + \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

Z: Es la altura medida desde una referencia horizontal;

Y: Es la profundidad del flujo;

H: Es la energía total.

Entre dos secciones cualesquiera existe una pérdida de energía que se expresa así:

$$H_2 = H_1 + h_l$$

La energía específica es la energía medida desde el fondo del canal, así:

$$E = y + \frac{V^2}{2 * g}$$

Se define, además, descarga específica como:

$$q = \frac{Q}{b} = V_y$$

Una descarga específica necesita de una energía mínima, E_c que se conoce como energía crítica. La profundidad asociada a esta energía se conoce como profundidad crítica y_c .

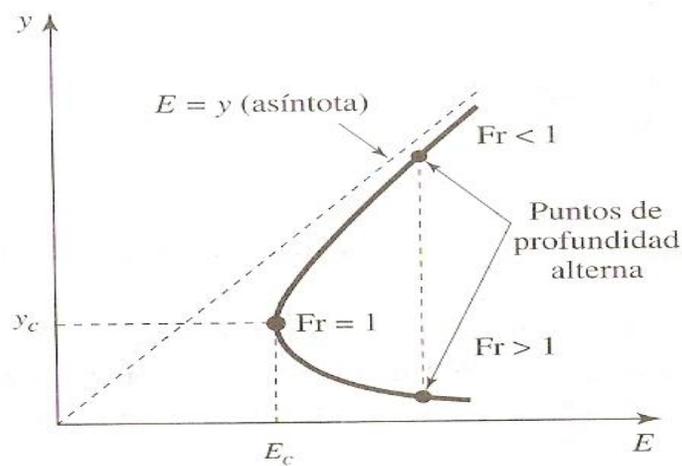


Ilustración 12. Variación de la energía con la profundidad.

2.3.1.6 Número de Froude y Régimen de flujo

El mecanismo principal que permite el flujo en un canal abierto es la fuerza de gravedad. El parámetro que representa este efecto gravitacional es el número de Froude, que se define como:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * L}}$$

Donde:

V: Es la velocidad media a través de una sección transversal;

g: Es la aceleración de gravedad;

L: Es la profundidad hidráulica media del flujo definida entre A/B.

A partir de este parámetro podemos saber el régimen en el que se encuentra el flujo en un instante dado:

- Si $Fr > 1$, Las fuerzas inerciales vencen a las fuerzas gravitacionales, el flujo se encuentra en régimen supercrítico.
- Si $Fr = 1$, Las fuerzas inerciales y las gravitatorias son iguales, el flujo se encuentra en régimen crítico.
- Si $Fr < 1$, Las fuerzas gravitacionales predominan por encima de las fuerzas inerciales, el flujo se encuentra en régimen subcrítico.

2.3.1.7 Vertederos

Un vertedero es básicamente un dispositivo colocado en un canal que obliga al flujo a pasar a través de una abertura, diseñada para medir la descarga. (Potter).

Un vertedero deberá exhibir flujo subcrítico aguas arriba del mismo, el flujo pues, convergerá y se acelerará hasta una condición crítica cerca de la cresta del vertedero, por lo que se puede establecer una correlación entre la descarga y la profundidad de la corriente aguas arriba.

Para un vertedero de cresta afilada o delgada como el que se muestra en la figura esta relación está dada por la siguiente expresión:

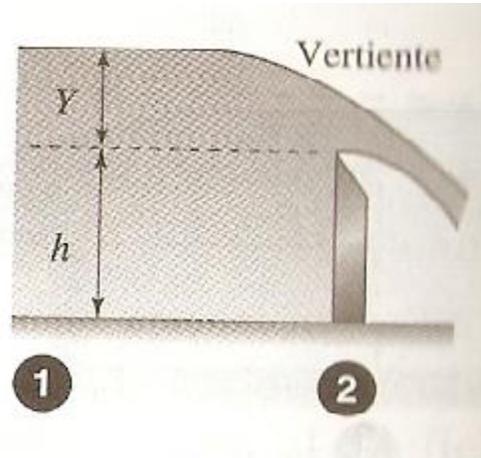


Ilustración 13. Vertedero de cresta delgada (perfil longitudinal del flujo).

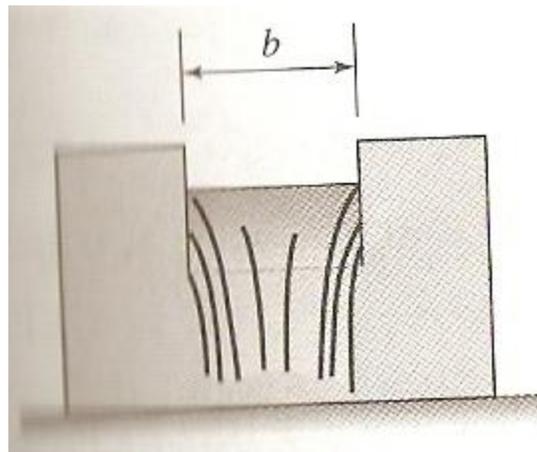


Ilustración 14. Vertedero rectangular (vista frontal).

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * \sqrt{2 * g * b * y^3}$$

Donde C_d es un coeficiente de descarga que contempla el efecto de contracción, velocidad de aproximación, la viscosidad y la tensión superficial.

Una fórmula obtenida experimentalmente para determinar C_d se presenta a continuación:

$$C_d = 0,61 + 0,08 * \frac{y}{h}$$

Para el caso de un vertedero rectangular contraído se usa la expresión:

$$Q = \frac{2}{3} * C_D * \sqrt{2 * g} * (b - 0,2y) * y^{\frac{3}{2}}$$

2.3.1.8 Flujo a través de un orificio sumergido

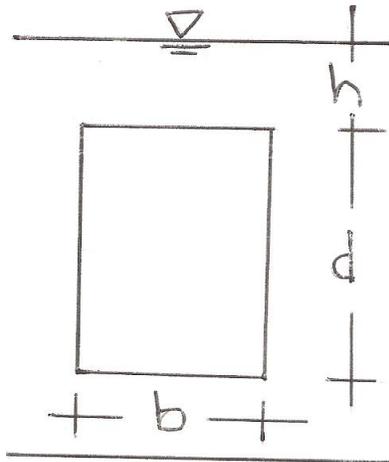


Ilustración 15. Esquema de un orificio sumergido de sección rectangular (vista frontal).

Se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde h es la carga medida sobre el orificio y C_d es un coeficiente que depende de la forma del orificio, para un orificio rectangular $C_d = 0,61$.

Para vertederos circulares en la pared se usará la fórmula obtenida experimentalmente por Azevedo y Acosta(1993):

$$Q = 1,518 * D^{0,693} * H^{1,807}$$

En la figura se aprecia que significa cada variable en la misma:

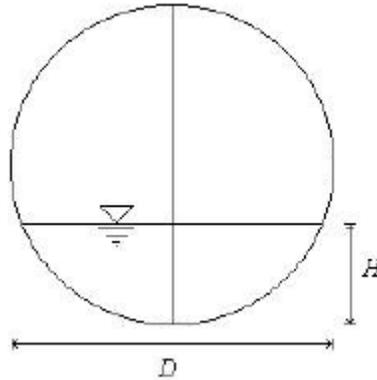


Ilustración 16. Diagrama de vertedero circular en una pared lateral.

2.3.2 Flujo en tuberías

2.3.2.1 Pérdidas en tuberías

Se calculan a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach, que tiene la forma:

$$h_l = f * \left(\frac{L * V^2}{D * 2 * g} \right)$$

Donde f es el factor de fricción, que se consigue en el diagrama de Moody, como una relación entre el número de Reynolds y la aspereza relativa.

2.3.2.2 Pérdidas menores (Por accesorios)

Son pérdidas causadas por accesorios y se calculan de la siguiente manera:

$$h_l = \frac{K * V^2}{2 * g}$$

Donde K es el coeficiente de pérdidas y es propio de cada accesorio, un cuadro con los coeficientes K de algunos accesorios se presenta a continuación.

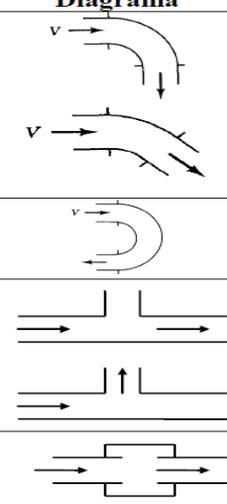
Componente	K	Diagrama
Codos		
Radio corto 90° con bridas o extremo liso	0.3	
Radio corto 90° extremos roscados.	1.5	
Radio largo 90° con bridas o extremo liso	0.2	
Radio largo 90° extremos roscados.	0.7	
Radio largo 45° con bridas.	0.2	
Radio corto 45° extremos roscados.	0.4	
Curvas a 180°		
Curvas a 180° con bridas	0.2	
Curvas a 180° con extremos roscados	1.5	
Tees		
Paso directo con bridas o extremos lisos	0.2	
Paso directo con extremos roscados	0.9	
Salida de lado con bridas o extremos lisos	1.0	
Salida de lado con extremos roscados	2.0	
Union con extremos roscados	0.08	
Válvulas		
Globo totalmente abiertas	10	
Angulo totalmente abiertas	2	
Compuerta totalmente abiertas	0.15	
Compuerta 1/4 cerrada	0.26	
Compuerta 1/2 cerrada	2.1	
Compuerta 3/4 cerrada	17	
Cheque en el sentido del flujo	2	
Bola totalmente abierta	0.05	
Bola 1/3 cerrada	5.5	
Bola 2/3 cerrada	210	

Ilustración 17. Coeficientes de pérdida de carga para algunos accesorios (Munson, B.R., et al., 1990).

2.3.2.3 Curvas de operación de una bomba

Son curvas propias de cada bomba donde se expresa la relación entre el caudal y la altura manométrica, y caudal y eficiencia.

Al cortar la curva de demanda del sistema con la curva de Q vs H de la bomba se puede obtener el punto de operación de esta última.

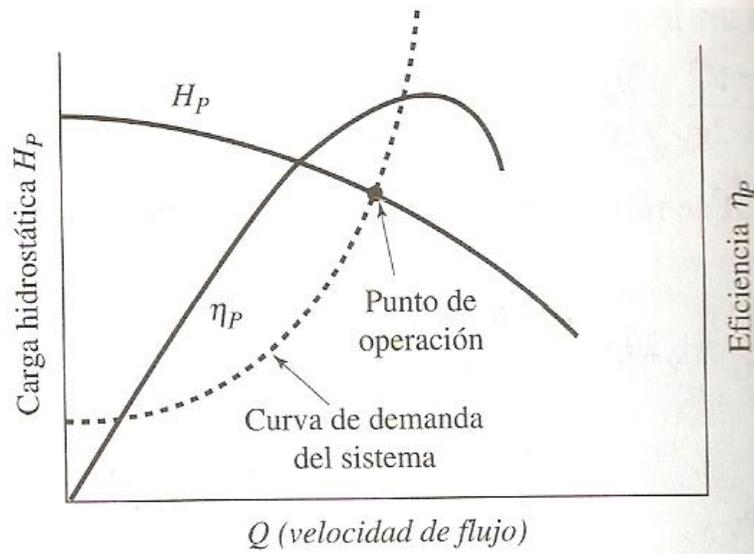


Ilustración 18. Curvas de operación y de demanda de una bomba y un sistema.

2.3.2.4 Curva de demanda del sistema

Se obtiene a partir de la ecuación de energía y es de la forma:

$$H_p = c_1 + c_2 * Q^2$$

A esta se llega a partir de la ecuación siguiente:

$$H_p = \frac{(V_2^2 - V_1^2)}{2 * g} + z_2 - z_1 + \frac{(P_2 - P_1)}{\gamma} + h_l$$

2.4 CONCEPTOS SEDIMENTOLÓGICOS

2.4.1 Transporte de sedimentos en un río

Tradicionalmente existen dos criterios para clasificar el transporte de sedimentos en un río: según el modo de transporte y según el origen del material transportado. El material puede ser transportado en suspensión, manteniéndose entre la masa del flujo gracias a fenómenos de turbulencia, o por el fondo, rodando, arrastrándose o saltando. En un río siempre se dan los dos tipos de transporte conjuntamente y las proporciones entre uno y otro dependen de las condiciones orográficas, geológicas, climatológicas o forestales de la cuenca.

Es importante notar la dificultad de distinguir entre un grano de sedimento que avanza a grandes saltos y un grano que se transporta en suspensión con pequeñas interrupciones.

Según su procedencia, el material transportado puede tener origen en el propio cauce o bien en otras zonas de la cuenca hidrográfica por las que no discurre ningún curso de agua salvo en avenidas.

El transporte de sedimento de origen del cauce se reparte entre el transporte en suspensión (material más fino) y de fondo (material más grueso).

2.4.2 Caudal sólido

El caudal sólido de un río está constituido por el material arrastrado por la corriente de agua y se define como la cantidad de material de sedimentos que pasa por una sección del cauce fluvial por unidad de tiempo. El arrastre del material sólido se da en tres modalidades, en función de la dimensión de las partículas, de la densidad de las mismas, y de la velocidad del flujo.

- Transporte sólido en suspensión. Se trata en general de material fino, arcilla, limo y arenas finas. Al bajar la velocidad de la corriente de agua, disminuye su capacidad de arrastre y consecuentemente el material se deposita en el fondo, formando bancos. Este tipo de transporte es el mayor responsable por la colmatación de los embalses.

- Transporte sólido por saltación. Este movimiento de las partículas es intermitente, y muy variable en función de variaciones localizadas de la velocidad del agua. Este tipo de movimiento se da para partículas de arena más gruesa.
- Transporte sólido por arrastre de fondo, es característico de flujos torrenciales y el tamaño del material transportado puede llegar a grandes dimensiones de rocas.

Cada sección de un río tiene una determinada capacidad de arrastre de material sólido, que es función de la velocidad del agua, de su profundidad y de la geometría de la sección. Si artificialmente se retira de la corriente el material sólido transportado naturalmente por esta, por ejemplo introduciendo en el cauce del río un embalse, aguas abajo del embalse el flujo se encuentra con una importante capacidad erosiva.

2.4.3 Capacidad de transporte de una corriente fluvial

Se define como la máxima carga de sedimentos que una corriente fluvial es capaz de transportar. Se determina usando las fórmulas para caudal sólido o carga del material de fondo.

2.4.4 Fórmulas para el cálculo del caudal sólido

La ecuación de Schoklitsch es una de las más recomendadas para calcular el transporte de sedimentos en ríos de montaña (López y Falcón, 1999):

$$q_s = \frac{2.5}{\rho_s / \rho} S_f^{3/2} (q - q_c)$$

Donde q_s es la carga de fondo en unidades volumétricas por unidad de ancho de canal; q es el caudal unitario de flujo; S_f es la pendiente de la línea de energía, ρ es la densidad del agua; ρ_s es la densidad del sedimento, y el caudal crítico q_c viene dado en términos del tamaño de partícula para la cual el 16% del sedimento es más fino (D_{16}):

$$q_c = 0.21S_f^{-1.12} \sqrt{gD_{16}^3}$$

La ecuación propuesta por Engelund y Hansen puede utilizarse para estimar el transporte de arena en ríos, en donde el valor de q_s viene expresado en kg/s/m, siendo U la velocidad del flujo, d la profundidad y D_{50} el diámetro de partícula para la cual el 50% del sedimento es más fino que ese tamaño:

$$q_s = \frac{15.54U^2 (dS_f)^{3/2}}{D_{50}}$$

La ecuación de Meyer-Peter y Müller modificada por Chien viene dada en unidades volumétricas ($m^3/s/m$) por:

$$\frac{q_b}{\sqrt{(G-1)gD_{50}^3}} = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2}$$

Donde q_b es el caudal sólido volumétrico (carga de fondo) por unidad de ancho, g es la aceleración de gravedad, G es la gravedad específica, τ_{*c} es igual a 0,047, suponiendo que el criterio de Shields aplica en un flujo turbulento, y el esfuerzo cortante adimensional, τ_* , es:

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho)gD_{50}}$$

2.4.5 Equilibrio del fondo en presencia de transporte

El fondo de un cauce fluvial está en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos cuando hay un balance entre las partículas que erosionan y las mismas que sedimentan, de manera que el fondo no modifica su cota. Al tratarse

de un equilibrio móvil también se pueden considerar ciclos de manera que al cerrarse un ciclo no haya ni exceso ni falta de sedimento y el fondo se pueda considerar en equilibrio.

Una herramienta sencilla para entender cualitativamente, aunque con limitaciones, el fenómeno de equilibrio de fondo es la Balanza de Lane (1955), que propone una relación entre cuatro variables: el caudal líquido unitario q , el caudal sólido unitario de fondo q_s , la pendiente i y el tamaño de sedimento D .

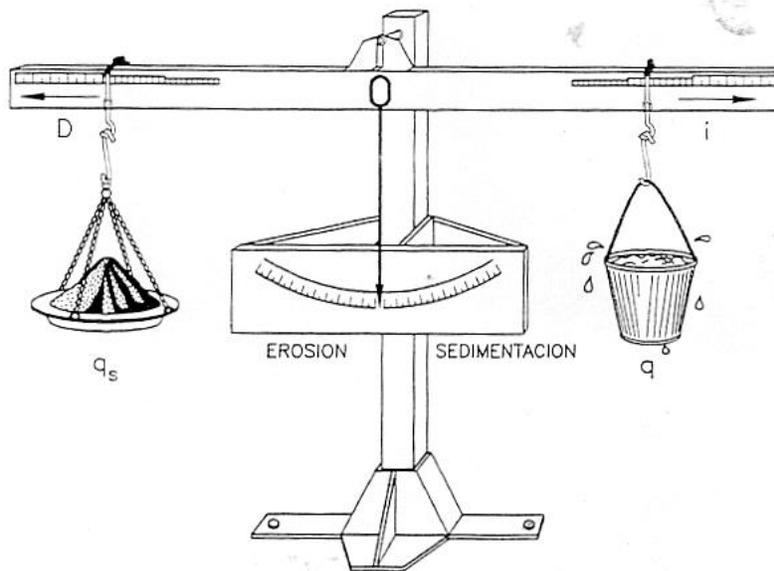


Ilustración 19. Representación gráfica de la balanza de Lane.

La balanza permite determinar el comportamiento de un río si se varían sus condiciones de equilibrio natural de manera que, una variación en el peso (caudales unitarios líquido o sólido) o una variación en el brazo de palanca, pendiente o tamaño de la partícula, conducirá a un desequilibrio erosivo o de sedimentación.

Para cada problema concreto se ha de valorar que parámetros de la balanza han provocado el desequilibrio y cuáles se pueden reajustar para devolver la posición vertical de equilibrio. Cuando los caudales líquido y sólido de un río no están equilibrados se tendrá un exceso de transporte de fondo (“sobrealimentación”) o un defecto (“subalimentación”), y por eso se producirá una sedimentación o erosión respectivamente. Así siempre que se da un desequilibrio

de caudales el fondo evoluciona hacia una nueva situación de equilibrio variando su pendiente hasta conseguir una nueva pendiente de equilibrio. Un ejemplo de esto sería un desequilibrio en el que se tiene mucho agua y pocos sólidos, entonces se da una erosión del fondo que bascula hasta alcanzar una pendiente menor. Por último se indica que el equilibrio también depende del tamaño del sedimento, porque para un mismo caudal líquido y sólido la pendiente de equilibrio será más alta en la medida que el sedimento sea más grueso.

La relación cualitativa de Lane se puede expresar como:

$$q_s * D \sim q * i$$

Si se define q_{sa} como el aporte de sedimentos a un tramo dado, se pueden tener dos casos:

- Si el aporte sólido q_{sa} es mayor que la capacidad de transporte q_s (caso de sobrecarga de sedimentos), se produce agradación (sedimentación) del lecho.
- Si el aporte sólido q_{sa} es menor que la capacidad de transporte q_s (caso de déficit de sedimentos), se produce degradación (erosión general) del lecho.

2.4.6 Inicio del movimiento

Un problema estrechamente ligado a la erosión es conocer las circunstancias en que se produce el desplazamiento de una partícula del fondo por el efecto de la fuerza de arrastre del agua. La situación en la que se inicia el movimiento de las partículas de fondo se llama umbral o inicio de movimiento. Este problema ha sido intensamente investigado en hidráulica aunque casi todos los conocimientos provienen de ensayos de laboratorio con arenas uniformes. De todos ellos, el que tiene más consenso a su alrededor es el resultado obtenido en el ábaco de Shields (1936).

El criterio de Shields consiste en evaluar dos variables adimensionales, el parámetro de Shields $\bar{\tau}$ y el número de Reynolds granular Re^* , como un par ordenado que al ser llevados a una gráfica que ha sido obtenida de forma experimental reportará si el material se mueve o no.

2.4.6.1 Parámetro de Shields

Es una variable adimensional que relaciona la acción del agua sobre el fondo con la resistencia de la partícula a ser movida, es decir las fuerzas desestabilizadoras entre las estabilizadoras, se calcula de la siguiente manera:

$$\bar{\tau} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) * D}$$

Además;

$$\tau_0 = \gamma * R * S$$

Donde:

$\bar{\tau}$: Parámetro de Shields;

τ_0 : Esfuerzo cortante o tensión de corte en el fondo;

γ_s : Peso específico del sólido;

γ : Peso específico del agua

D: Diámetro promedio del sedimento;

R: Radio hidráulico y;

S: Pendiente del cauce.

2.4.6.1.1 Número de Reynolds granular

Es una variable adimensional que refleja el grado de turbulencia alrededor de un grano y se define así:

$$Re' = \frac{v' * D}{\nu}$$

Con:

$$v' = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

Donde:

Re' : Número de Reynolds granular;

v' : Velocidad de corte;

ν : Viscosidad cinemática del agua y;

ρ : Densidad del agua.

2.4.6.1.2 Ábaco de Shields

En el ábaco de Shields se entra con un punto al que le corresponde un valor de τ (parámetro de Shields) y otro de Re^* . Si el punto se encuentra sobre la curva las partículas de fondo estarán en el inicio de movimiento, si está por encima estarán en movimiento y si está por debajo en reposo.

A continuación se presenta el ábaco de Shields.

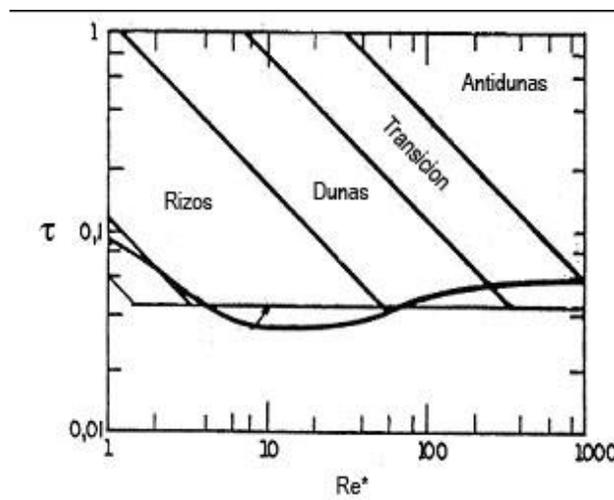


Ilustración 20. Ábaco de Shields.

2.4.6.2 *Fórmula de Aguirre-Pe y Fuentes*

Aguirre-Pe y Fuentes (1993) demostraron que el criterio de Shields no es aplicable cuando la razón de la profundidad del flujo al diámetro del sedimento es menor que 10. En su lugar propusieron un número de Froude crítico, densimétrico, para la partícula, basado en un criterio de velocidad crítica para el cálculo del movimiento incipiente. Dadas unas condiciones de flujo, el diámetro crítico, D_{cr} del sedimento es calculado por la ecuación (López y Falcón, 2000):

$$F_c = \frac{U}{\sqrt{g \frac{\Delta\rho}{\rho} D_{cr}}} = 0.9 + 0.5 \ln\left(\frac{d}{D_{cr}}\right) + 1.3 \left(\frac{D_{cr}}{d}\right)$$

Donde $\Delta\rho = \rho_s - \rho$; ρ_s y ρ son las densidades del sedimento y del agua, respectivamente; d es la profundidad del flujo.

Conocidos la profundidad y la velocidad del flujo, la ecuación anterior debe ser resuelta iterativamente para determinar el valor del diámetro crítico del sedimento.

3 MARCO METODOLÓGICO

3.1 REVISIÓN DE BIBLIOGRAFÍA

Se consiguen en la bibliografía varios catálogos de compañías que fabrican bancos de prueba hidráulicos, tales como los de Armfield (2012) y Gunt (2012). Hay además instalaciones de este tipo en el laboratorio del IMF. Sin embargo estos modelos están diseñados para ser instalados en una estación fija y no tienen intención divulgativa sino de banco para ensayos experimentales en el laboratorio, con propósitos de enseñanza o de investigación. Por otro lado los canales de sedimentos de las empresas Armfield y Gunt son de pendiente suave, no orientados al análisis de flujos torrenciales. Fotografías de los canales existentes en el IMF se presentan a continuación:



Ilustración 21. Canal de recirculación de agua y sedimentos finos (arena) en el laboratorio del IMF.



Ilustración 22. Canal de flujo torrencial para ensayos con sedimentos gruesos en el laboratorio del IMF.

Mucho más cercano a los objetivos de este trabajo es el modelo diseñado y fabricado por la empresa japonesa NEWJEC (Newjec, 2002), en el cual se ambienta un cauce con maquetería para simular un torrente de montaña, con el mismo objetivo didáctico del presente trabajo.

De este modelo de NEWJEC se han extraído directrices en lo que respecta a las pendientes del cauce en la zona de la garganta y del abanico aluvial, 20° y 5° , respectivamente, con objeto de garantizar el movimiento y la deposición de los sedimentos. Sin embargo su gran tamaño y el hecho de tener que usar modelos diferentes para ensayos diferentes no aplican para el propósito de esta investigación.

Una importante referencia se encuentra en el artículo de Davinroy (1999).

En este se verifica que es práctica común en ingeniería hidráulica el modelado de cauces y resalta que las escalas utilizadas varían en un rango entre 1:15.000 y 1:600 en el plano horizontal y 1:100 y 1:200 en la vertical, con distorsiones horizontal-vertical variando entre 5 y 13.

Comenta también este artículo que los “micromodelos” no siguen reglas estrictas de similitud, en vez se enfocan en obtener respuestas similares entre los lechos del modelo y las corrientes estudiadas.

Según este artículo el primer paso en la construcción es la elaboración de una réplica a escala reducida de la cuenca estudiada. Sobre esta réplica se hacen ensayos para calibrar la descarga de agua y de sedimentos que se deben utilizar, en esta fase se pueden hacer también correcciones en la topografía al micromodelo para garantizar la fluidez de agua y sedimentos.

Una vez logrado el modelo físico se pueden instalar diferentes modificaciones sobre este, a saber presas de retención de sedimentos, lagunas de sedimentación, canales, diques, etc. con el objeto de observar los efectos de los mismos.

Finalmente comenta la ventaja que se obtiene en cuanto a la cooperación con la población en general al facilitar una herramienta que facilita la comprensión de los fenómenos de arrastre y depósito de sedimentos.

3.2 SELECCIÓN DE LA CUENCA

Para seleccionar la cuenca se evaluaron varias ubicadas en el estado Vargas usando el criterio de que a la vez que fuera representativa geográficamente, hubiera sido protagonista de eventos de aludes torrenciales y fuera fácil de representar físicamente.

En el artículo “El extraordinario evento meteorológico Diciembre de 1999 en el estado Vargas” (López, Hernández, 2010) se presentan consideraciones para varias cuencas de la zona mencionada. En la siguiente tabla se presentan las pendientes promedio en el abanico aluvial y la garganta de cada una de estas corrientes.

Cauce	Área (km ²)	Elevación máx. en cuenca (m)	Longitud total (km)	Pendiente promedio (%)	Longitud del canal en abanico aluvial (m)	Pendiente del abanico aluvial (%)	Pendiente del cañón (%)
Piedra Azul	24.8	1950	9.0	17.3	1500.0	4.8	6.0
Osorio	4.6	1700	5.0	31.2	500.0	4.4	11.0
Guanape	5.7	1960	5.5	28.4	450.0	6.7	10.0
San José de G	14.0	2300	8.0	19.5	700.0	6.3	6.5
El Cojo	6.8	1550	5.5	28.4	600.0	4.0	7.0
Camurí Chicc	11.2	2350	7.5	20.8	600.0	5.7	8.5
San Julián	23.6	2490	9.8	15.9	2000.0	5.0	8.0
Seca	5.3	1240	3.8	41.1	800.0	6.2	10.0
Cerro Grande	26.6	2750	10.5	14.9	950.0	2.5	6.0
Uria	11.6	2150	7.5	20.8	750.0	6.3	7.0
Naiguatá	33.4	2000	12.0	13.0	1200.0	1.6	4.0
Camurí Grande	42.9	2190	10.2	15.3	1100.0	2.5	5.0
Mamo	141.0	2100	38.5	5.5	3.4	1.5	2.0
La Zorra	6.2	900	6.1	15.0	1.0	3.0	6.0
Tacagua	93.5	1900	22.4	7.6	3.1	1.3	2.0

Tabla 1. Características geométricas y fisiográficas de cuencas del edo. Vargas.

Tomando como criterio seleccionado a priori que la relación entre las pendientes de la garganta y el abanico aluvial estén en un rango entre 2 y 4 (modelo NEWJEC) solo dos de estas cuencas se aproximan al mismo, Osorio y Cerro Grande.

Por la mayor disponibilidad de datos de la cuenca de Cerro Grande se seleccionó esta para servir de guía al modelo.

3.2.1 Análisis de la cuenca y definición de escalas

Usando el Software “Google Earth” se estudió la cuenca del Río Cerro Grande, determinándose que en un área de 1000 m x 500 m se apreciaban claramente las partes de la garganta y del abanico aluvial, aunque se evidencia la necesidad de hacer un ajuste a la topografía para reducir el ancho del área a representar.

Este ajuste se hizo midiendo perpendicular al río aproximadamente la misma distancia y considerando que todas estas están sobre un rectángulo.



Ilustración 23. Cuenca del tramo inferior del río Cerro Grande, mostrando partes de la garganta y del abanico aluvial (Google Earth).

Teniendo el espacio disponible para representar (1,6 x 0,8 x 0,8 m) y el espacio a representar se buscaron escalas apropiadas:

$$1000 \text{ m} / 1.6 \text{ m} = 625;$$

$$500 \text{ m} / 0.8 \text{ m} = 625;$$

Con el objeto de facilitar el manejo de las escalas se elige una escala de 1:600 en el plano horizontal.

Así:

$$600 \times 1.6 \text{ m} = 960 \text{ m} \text{ y } 600 \times 0,8 \text{ m} = 480 \text{ m}$$

Para mantener un rango de relación de pendientes acorde con lo planteado anteriormente (entre 2 y 4) se escogió una distorsión horizontal-vertical de 6, quedando esta escala en 1:100.

Se midieron las cotas en seis puntos del río, así como la distancia entre sí y se calcularon las pendientes en diversas unidades los resultados se presentan a continuación:

Corte	X(m)	Y(m)	Z(m)	L(m)	S (%)	S(rad)	S(°)
A	260	0	18				
B	250	180	20	180,28	1,11	0,01	0,64
C	260	410	42	230,22	9,56	0,10	5,46
D	260	640	51	230,00	3,91	0,04	2,24
E	250	850	58	210,24	3,33	0,03	1,91
F	250	960	65	110,00	6,36	0,06	3,64

Tabla 2. Medidas tomadas del río (Google Earth).

Donde:

X: es la distancia medida perpendicular al río desde la esquina NO.

Y: es la distancia medida a lo largo del río.

Z: es la cota del río.

L: es la distancia entre dos puntos consecutivos del río.

Aplicando las escalas de 1:600 y 1:100 se obtiene:

Corte	X(cm)	Y(cm)	Z(cm)	L(cm)	S(%)	S(Rad)	S(°)
A	43,3	0	2				
B	41,7	30	4	30,05	6,66	0,07	3,81
C	43,3	68,3	26	38,37	57,34	0,52	29,83
D	43,3	106,7	35	38,33	23,48	0,23	13,21
E	41,7	141,7	42	35,04	19,98	0,20	11,30
F	41,7	160	49	18,33	38,18	0,36	20,90

Tabla 3. Medidas en el modelo aplicando las escalas seleccionadas.

Al promediar las pendientes tanto en el abanico aluvial como en la garganta se obtuvieron los valores de 0,067 y 0,34 m/m respectivamente. Para facilitar la construcción se redondearon a 0,1 y 0,3. Se procedió a calcular cotas para garantizar estas pendientes, los resultados se presentan a continuación:

Corte	X(cm)	Y(cm)	Z(cm)	L(cm)	S(%)	S(Rad)	S(°)
A	43,3	0	2				
B	41,7	30	5	30,05	10	0,1	6
C	43,3	68,3	17	38,37	30	0,3	17
D	43,3	106,7	28	38,33	30	0,3	17
E	41,7	141,7	40	35,04	30	0,3	17
F	41,7	160	46	18,33	30	0,3	17

Tabla 4. Medidas en el modelo a escala con ajustes de pendientes.

Las pendientes quedan entonces de 10% para el tramo del abanico y de 30% en el tramo de garganta. Un gráfico que ilustra las diferencias entre el perfil del río con y sin ajustes se aprecia en la figura siguiente:

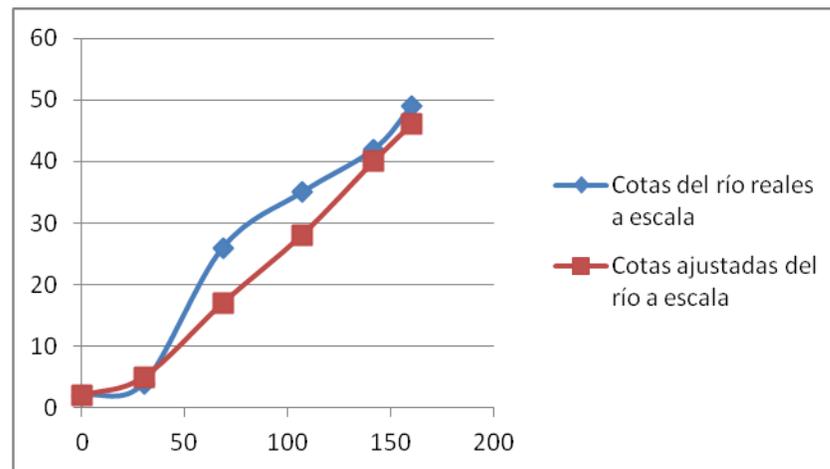


Ilustración 24. Comparación entre los perfiles reales (Google Earth) y ajustados del río en las escalas seleccionada (medidas en cm).

3.3 DEFINICIÓN DEL CANAL

Se encontró que el ancho promedio del canal del río Cerro Grande, en el tramo de estudio, es de aproximadamente 35 m. Al llevarlo a la escala horizontal este queda de la siguiente manera:

$$35 \text{ m}/600 = 0,058 \text{ m};$$

Que se aproximará a 0,06 m.

Considerando que la altura de las presas está entre 4 y 7 m, le dará al canal una profundidad de 4 m, que al llevarlos a la escala vertical de 1:100 se representarán en 4 cm.

Con el objeto de facilitar la construcción se tomará el fondo del canal de un ancho de 2 cm (que no se encuentra fuera de escala al representar 12 m).

Queda pues definido así un canal de forma que podemos aproximar trapezoidal con las siguientes medidas:

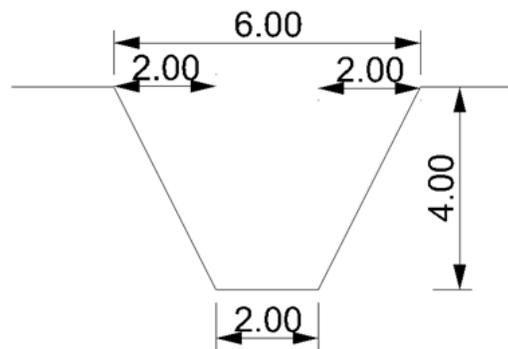


Ilustración 25. Diagrama de sección transversal del canal en el modelo (medidas en cm).

3.4 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO PRELIMINAR DE ENSAYOS

3.4.1 Diseño del modelo preliminar

Con el objeto de realizar ensayos sobre la topografía a escala para determinar el caudal apropiado para garantizar el arrastre y deposición de sedimentos, se construyó un modelo provisional de material masilla moldeable (impermeable), que a su vez contaba con un sistema también provisional de recirculación de agua.

Se utilizó el software de diseño Rhino 4.0, que permitió, introduciendo las pendientes y la forma del canal y contando con la información obtenida con el software Google Earth y fotografías de la cuenca del río Cerro Grande, elaborar un modelo de topografía que si bien está inspirado en la mencionada cuenca ha sufrido algunas modificaciones para resaltar aspectos importantes de un torrente en general.

Utilizando este mismo software se diseño también un cajón para contener este modelo manteniendo el criterio de ahorrar la mayor cantidad de espacio y material posible.

Los resultados de estas acciones se presentan en las imágenes de las figuras 26, 27, 28, 29 y 30.

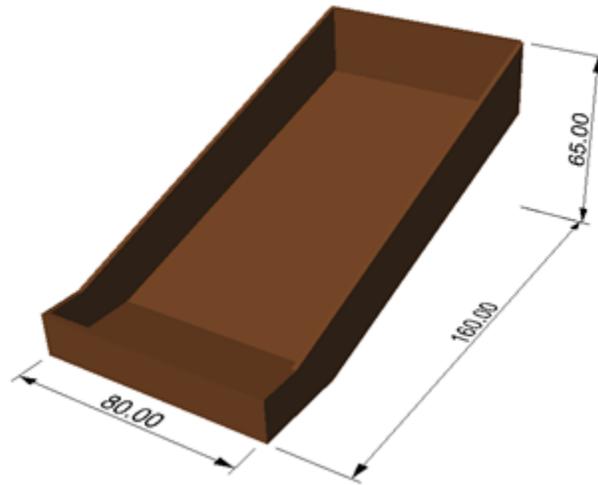


Ilustración 26. Diagrama del cajón para contener el modelo físico (medidas en cm).

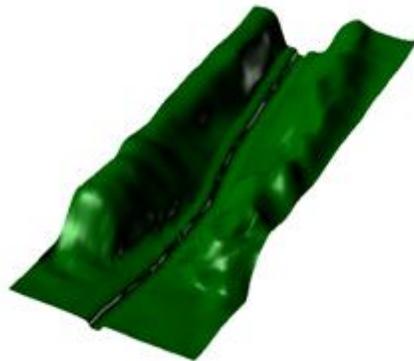


Ilustración 27. Superficie modelada en el software Rhino 4.0

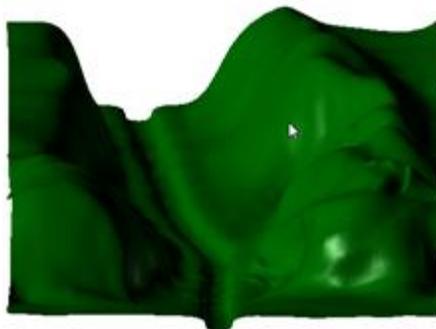


Ilustración 28. Superficie modelada, vista frontal.

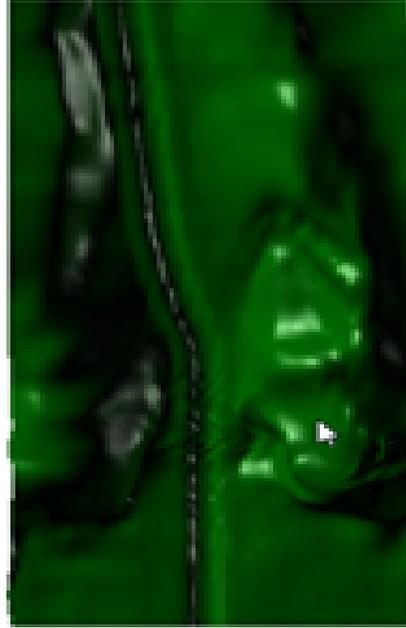


Ilustración 29. Superficie Modelada, vista superior.

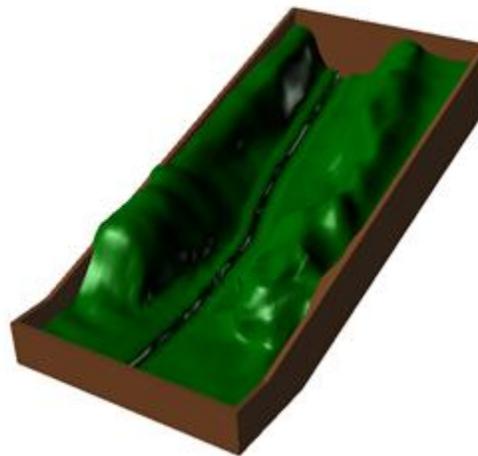


Ilustración 30. Perspectiva del modelo físico.

3.4.2 Construcción del modelo preliminar de ensayos

El cajón que se modeló fue construido por los técnicos del taller del IMF en madera.

Una vez definida una malla con la forma de la topografía se procedió a cortar con planos horizontales con una diferencia de cota de 2cm entre sí. Las curvas resultantes de las intercepciones de la malla y de estos planos (curvas de nivel) fueron rebatidas sobre un plano horizontal, consiguiéndose así un plano con las curvas de nivel cada 2 cm de cota.

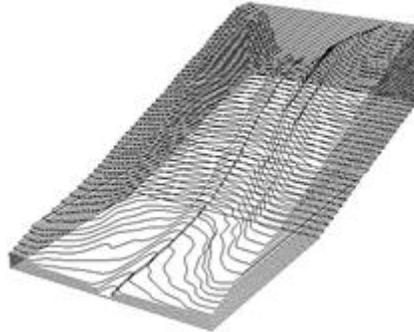


Ilustración 31. Curvas de nivel, logradas con la intercepción de planos horizontales a la superficie modelada.

Este plano fue impreso en un papel con las medidas del modelo y cada curva fue usada como plantilla para marcar su forma sobre láminas de anime de 2 cm de espesor. Estas láminas al ser cortadas, superpuestas, colocadas en el cajón y sus bordes lijados para obtener una superficie suave permitieron confeccionar una base sobre la cual aplicar la masilla moldeable.



Ilustración 32. Modelo de la topografía hecho en anime.

También fue necesario idear un sistema de realimentación de agua provisional para determinar el caudal apropiado. La principal característica de este sistema era que debía lograr que el agua fuera impulsada solo por gravedad a entrar en el modelo, para lo que se adaptó un tanque que al rebalsarse escurría hacia el canal del modelo. Fotografías de este modelo de ensayo se presentan a continuación.



Ilustración 33. Modelo físico fabricado en masilla.

3.4.3 Ensayos preliminares realizados

Se realizaron ensayos preliminares para determinar el caudal que se usaría en el diseño definitivo del modelo. Asimismo se instalaron presas fabricadas en anime que permitieron verificar que los comportamientos eran similares a los que se suceden en la realidad. Es decir, retención total de sedimentos con las presas cerradas, y retención parcial y filtración de los sedimentos gruesos con las presas abiertas.

Para medir el caudal se utilizaron un recipiente cuyo volumen era conocido y un cronómetro.

Los resultados se presentan a continuación:

V(lt)	T(s)	Q(l/s)	Q(m ³ /s)	Qprom(m ³ /s)
3,7854	30,13	0,12563558	0,000125636	0,12053001
3,7854	31,89	0,11870179	0,000118702	
3,7854	31,63	0,11967752	0,000119678	
3,7854	32,05	0,1181092	0,000118109	
3,7854	30,98	0,12218851	0,000122189	
3,7854	30,97	0,12222796	0,000122228	
3,7854	31,52	0,12009518	0,000120095	
3,7854	31,3	0,1209393	0,000120939	
3,7854	32,3	0,11719505	0,000117195	

Tabla 5. Resultados medición de caudal.

Se midieron también durante estos ensayos la velocidad en el canal y la profundidad h de la corriente.

La velocidad se midió soltando un pequeño pedazo de anime en la entrada del agua al canal y tomando el tiempo que le tomaba en llegar a la descarga, la profundidad h se midió introduciendo un pedazo largo de madera y midiendo sobre la marca que el agua dejaba sobre esta una vez estabilizado el flujo.

Resultados de estas mediciones se reportan en la Tabla 6.

Distancia(m)	T(s)	V(m/s)	Vprom(m/s)	h(m)
1,6	1,22	1,31147541	1,2347	0,005
1,6	1,25	1,28	1,2347	0,005
1,6	1,34	1,19402985	1,2347	0,005
1,6	1,34	1,19402985	1,2347	0,005
1,6	1,34	1,19402985	1,2347	0,005

Tabla 6. Resultados de mediciones experimentales de V y h.

Con estos resultados se utiliza la ecuación de Chezy-Manning para conseguir el valor del coeficiente de Manning para ser usado en cálculos posteriores:

b (m)	m1=m2	h (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	T (m)	n	S (m/m)	Q (m ³ /s)	V(m/s)
0,020	0,5	0,005	0,00011	0,0312	0,0036	0,025	0,011026	0,25	0,00012	1,2347

Tabla 7. Cálculos de calibración del coeficiente de Manning

El coeficiente de Manning utilizado en próximos cálculos será de 0,011

3.5 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO DEFINITIVO

Una vez determinado el caudal y verificado que este y las pendientes arrastraban y depositaban los sedimentos, según fuera el caso, se procedió a construir el modelo físico definitivo.

Este modelo fue realizado en fibra de vidrio, principalmente por la razón de que este material permitía hacer una concha con la forma de la topografía que dejaba espacio suficiente entre esta y el cajón como para instalar el tanque superior y las tuberías a lo interno de este último.

Para construir este modelo se procedió a aplicar la fibra de vidrio, junto con la resina endurecedora sobre el modelo de masilla, cuidando de aplicar entre uno y otro cantidad suficiente de cera, para facilitar el proceso de desmolde.

Una vez aplicada y secada la resina se procedió a desmoldar y lijar la superficie para que fuera lo más lisa posible, no solo por estética sino para controlar la rugosidad del canal.

3.6 DISEÑO DEL SISTEMA HIDRÁULICO DEFINITIVO

3.6.1 Diseño de los tanques

3.6.1.1 Diseño del tanque de descarga

Como se ha comentado anteriormente la intención de este tanque es que funcione como un depósito que al ser rebalsado descargue sobre el modelo físico. Es importante que la tubería que conecta este tanque con la descarga al modelo nunca se llene y actúe como un vertedero circular, de lo contrario se comportaría como una tubería a presión.

Para calcular el área necesaria para manejar el caudal que necesita el sistema se usó la ecuación de Azevedo y Acosta (1993) para vertederos circulares:

De esta ecuación se despeja H y se evalúan distintos D, los resultados se presentan a continuación:

Q(m ³ /s)	D(m)	Denominador	H(m)
0,00012	0,0127	0,07365594	0,02864815
0,00012	0,01905	0,09755263	0,02452246
0,00012	0,0254	0,11907526	0,02196084
0,00012	0,0381	0,15770766	0,01879821
0,00012	0,0508	0,19250203	0,01683455

Tabla 8. Resultados diseño tanque de descarga.

Se elige pues un diámetro de salida de 0,0254m (una pulgada). Este diámetro se extiende a todas las tuberías del sistema para evitar las excesivas reducciones y ampliaciones de tubería en tan cortos espacios pues las tomas de succión y descarga de la bomba son también de 0,0254m.

Tomando las medidas del espacio disponible y sabiendo a partir de los ensayos anteriores que este tanque debía tener un volumen aproximado de 4L, se diseño de la siguiente manera:



Ilustración 34. Diagrama del tanque de descarga, medidas en cm.

3.6.1.2 Diseño tanque de almacenamiento

El tanque inferior a partir de observaciones hechas en los ensayos debía tener una capacidad de aproximadamente 15L, además debe tener una base para servir como soporte a la bomba. Se decidió que este modulo se podría separar del modelo físico usando un acople de rosca. También se buscó que el tanque estuviera por encima de la bomba para evitar problemas de cebado y a la vez lo más cerca posible de la descarga del modelo físico. Finalmente se decidió que se instalaría un filtro en el tanque para evitar que los sedimentos pudieran afectar el funcionamiento de la bomba. Se presentan a continuación los diagramas de diseño de este tanque:

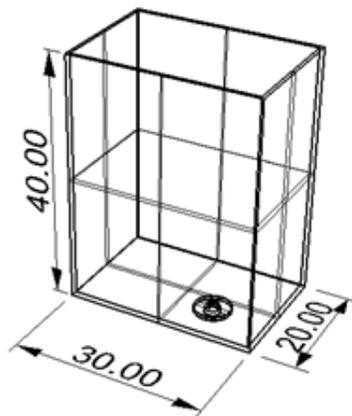


Ilustración 35. Diagrama del tanque de almacenamiento, medidas en cm.

Estos planos fueron entregados al taller del IMF para que sus técnicos los fabricaran en acrílico, material que además de ser resistente permite ver los niveles de agua en ambos tanques.

3.6.2 Diseño del sistema de tuberías

Ya se ha explicado el porqué se seleccionó el diámetro de 0,0254m para las tuberías, en esta sección se presentan los accesorios usados, las pérdidas de carga y la curva de demanda del sistema.

La velocidad en las tuberías será aproximadamente:

Q(m ³ /s)	D(m)	A(m ²)	V(m/s)
0,00012	0,0254	0,00050671	0,2368

Tabla 9. Velocidad en las tuberías

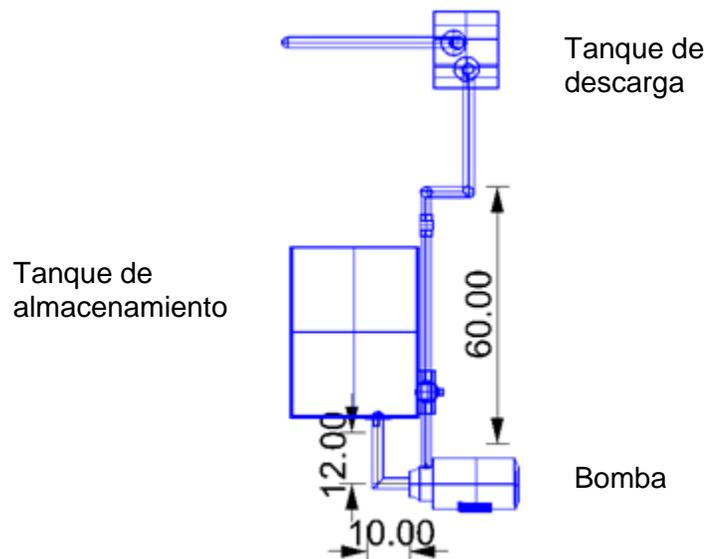


Ilustración 36. Diagrama del Sistema de Bombeo y recirculación, vista superior, medidas en cm.

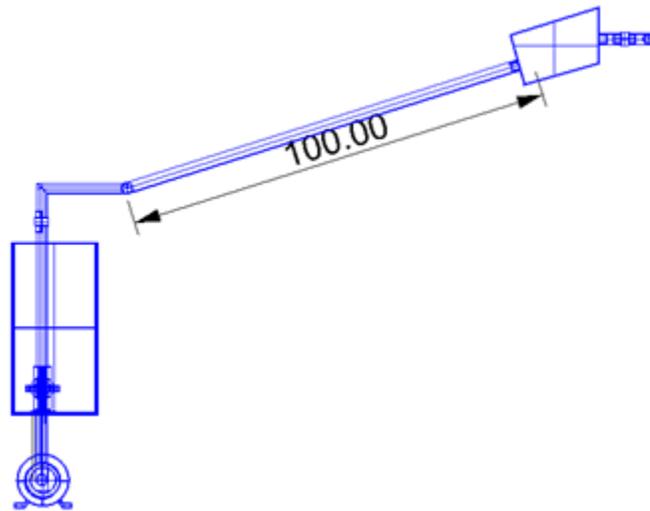


Ilustración 37. Diagrama del Sistema de Bombeo, vista lateral, medidas en cm.

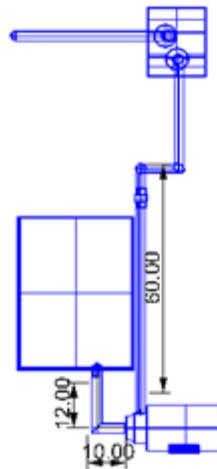


Ilustración 38. Diagrama del Sistema de Bombeo, vista frontal, medidas en cm.

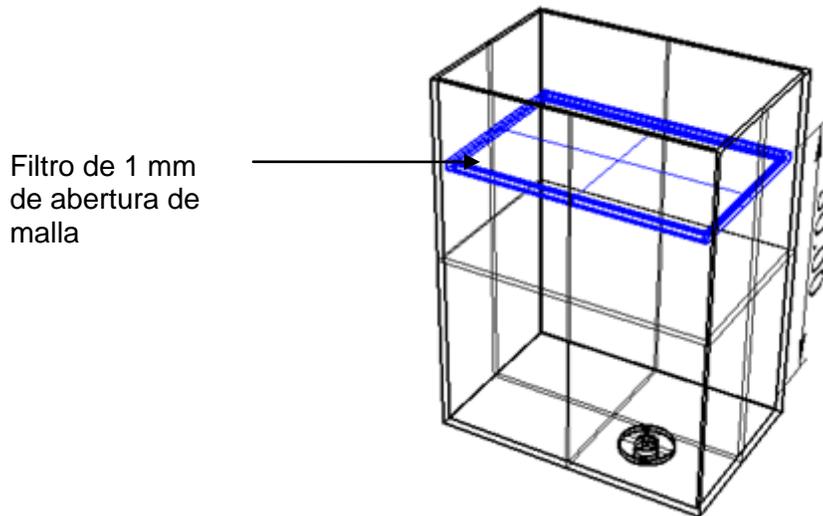


Ilustración 39. Diagrama del tanque de almacenamiento con la posición del filtro, medidas en cm.

Si se hace un balance de energía entre el punto 2, ubicado en la superficie de nivel de agua en el tanque de descarga, y el punto 1 ubicado en la superficie de nivel del agua en el tanque de almacenamiento se tiene lo siguiente:

$$H_p = z_2 - z_1 + h_l$$

Donde H_p es la carga hidrostática que debe vencer la bomba, z_x son las cotas y h_l son todas las pérdidas del sistema.

Conociendo que $z_2 = 1,12 \text{ m}$ y $z_1 = 0,45 \text{ m}$ solo falta calcular las pérdidas.

Las siguientes dos tablas incluyen los cálculos de las pérdidas por tuberías y por accesorios.

Tramo	Longitud(m)	D(m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Re	F	Pérdidas de carga(m)
1	0,14	0,0254	0,2353	0,00012	5935,07448	0,035	0,00054439
2	0,08	0,0254	0,2353	0,00012	5935,07448	0,035	0,00031108
3	0,60	0,0254	0,2353	0,00012	5935,07448	0,035	0,00233080
4	0,22	0,0254	0,2353	0,00012	5935,07448	0,035	0,00085546
5	0,1	0,0254	0,2353	0,00012	5935,07448	0,035	0,00038885
6	0,98	0,0254	0,2353	0,00012	5935,07448	0,035	0,0038107

Tabla 10. Cálculo de pérdidas en tuberías.

Accesorio	# de accesorios	K	V(m/s)	Pérdidas de carga(m)
Entrada	2	0,5	0,2353	0,00282192
Codo 90° soldado	3	0,3	0,2353	0,00253973
Salida	2	1	0,2353	0,00564384
Válvula de bola	1	210	0,2353	0,59260341
Codo 90° roscado	1	1,5	0,2353	0,00423288

Tabla 11. Cálculo de pérdidas por accesorios.

Se tiene entonces que $h_l = 0,6155 \text{ m}$, con lo que se puede calcular $H_p = 1,2855 \text{ m}$.

Para conseguir la curva de demanda del sistema se procede a colocar el balance de energía en función de Q, quedando de la siguiente manera:

$$H_p = 0,67 + 42559683 * Q^2$$

En el siguiente gráfico se aprecia la intersección de esta curva con la curva de la bomba, suministrada por el fabricante:

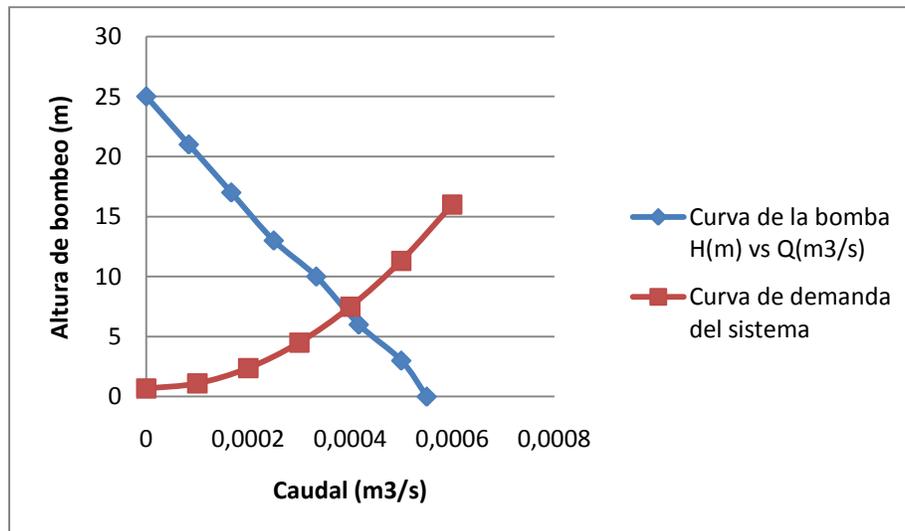


Ilustración 40. Curva de la bomba y curva de demanda del sistema.

Como se aprecia en el gráfico, el caudal al que se está operando la bomba está bastante alejado del punto de operación óptimo, sin embargo esta bomba cumple sobradamente con los requerimientos del sistema.

Aunque sería preferible el usar una bomba más pequeña, se ha escogido usar esta por limitaciones presupuestarias y la disponibilidad en el mercado.

El modelo de la bomba es MAUTE ½ HP, de fabricación china.

3.6.3 Diseño y construcción de las presas y el desagüe del modelo

3.6.3.1 Diseño de presa ranurada

Esta presa está colocada en el extremo aguas arriba de las tres. Su principal función es la de filtrar las grandes crecidas (materiales más gruesos, constituidos por peñones y troncos de árboles) cerca del punto de suministro del caudal sólido. El ancho de la ranura se fija igual al ancho base del canal.

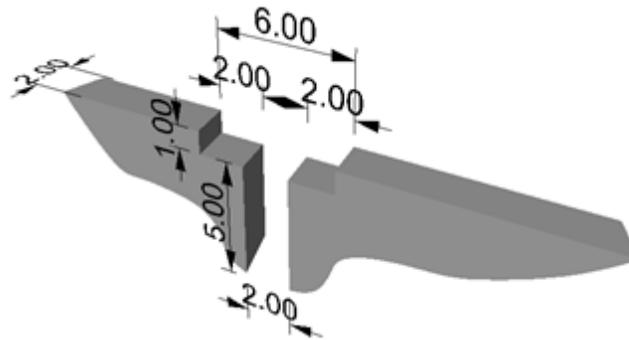


Ilustración 41. Diagrama de presa ranurada, medidas en cm.

3.6.3.2 Diseño de presa de ventana

Se calculó esta presa como un orificio rectangular sumergido, así:

b (m)	d (m)	A (m ²)	h(m)	v (m/s)	v ² /2g (m)	Cd	Q (lps)
0,02	0,010	0,0002	0,01	0,4	0,008	0,61	0,073
0,02	0,010	0,0002	0,02	0,4	0,008	0,61	0,091
0,02	0,015	0,0003	0,02	0,4	0,008	0,61	0,136
0,015	0,020	0,0003	0,02	0,4	0,008	0,61	0,136
0,015	0,020	0,0003	0,01	0,4	0,008	0,61	0,109

Tabla 12. Cálculo presa de ventana rectangular para un Q = 0,12 lps.

Se elige una ventana de 0,015 m de ancho x 0,02 m de altura, la cual permite pasar el caudal de diseño.

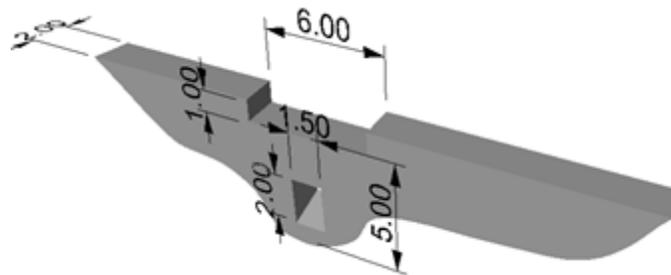


Ilustración 42. Diagrama de presa abierta de ventana, medidas en cm.

3.6.3.3 Diseño de presa cerrada con vertedero rectangular

Se usó para calcular esta presa el modelo de vertedero rectangular con contracciones, así:

b (m)	h(m)	Cd	b-0,2h	Q (lps)
0,03	0,02	0,611	0,026	0,1327
0,04	0,010	0,611	0,038	0,0686
0,04	0,02	0,611	0,036	0,1837

Tabla 13. Cálculo vertedero rectangular con contracción.

Se selecciona un vertedero de ancho $b = 4$ cm y altura $h = 3$ cm para permitir el paso del caudal de diseño ($Q = 0,12$ lps) con un cierto margen de seguridad.

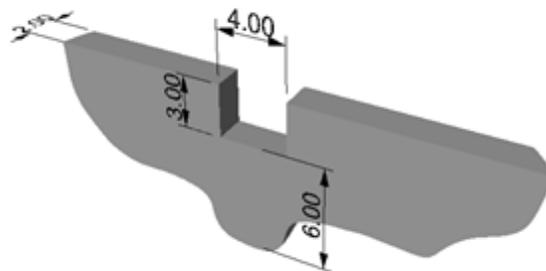


Ilustración 43. Diagrama de presa cerrada con vertedero, medidas en cm.

3.6.3.4 Construcción de las presas

Las presas fueron construidas en primer lugar modelándolas con arcilla sobre la concha de fibra de vidrio, con el objeto de copiar exactamente el fondo en ese punto del modelo.

Una vez conseguidas las formas con la arcilla se retiraron las presas y se preparó un cofre de madera balsa para hacer un molde en yeso con las formas copiadas.

Vaciado y seco el yeso se extrajeron las presas de arcilla y se limpió cuidadosamente el molde, a continuación se vació sobre este la masilla moldeable que al secarse es impermeable, pesada y su aspecto asemeja el concreto.

Una vez seca se rompe el molde de yeso, se extraen las presas en masilla y se liján para mejorar su aspecto.



Ilustración 44. Molde de yeso para fabricación de las presas.



Ilustración 45. Proceso de desmolde de las presas.

La colocación de las mismas se marcó con unas pequeñas pestañas sobre el modelo físico.

El propio peso de las presas y una capa de vaselina que se aplica en el contacto presa-modelo garantizan que no existan fugas de flujo por estas rendijas.



Ilustración 46. Presas posicionadas en la garganta de la cuenca.

3.6.3.5 Diseño del vertedero de desagüe del modelo físico

Se calculó como un vertedero circular con la salvedad de que al ser la descarga una tubería más larga que el vertedero se considera de pared ancha y el coeficiente de descarga considerado será de 0,83, y h es la altura de agua medida desde el centro del vertedero, que oscila en este caso entre 0,01 y 0,02 m, así:

$Q(m^3/s)$	$h(m)$	$A(m^2)$	$D(m)$
0,00012	0,01	0,0003264	0,02038597
0,00012	0,02	0,0002308	0,01714249

Tabla 14. Cálculo del desagüe del modelo.

Se seleccionó entonces un desagüe de 0,0254 m de diámetro.

3.7 CÁLCULOS SEDIMENTOLÓGICOS

3.7.1 Criterio de Shields

Se aplicó el criterio de Shields para calcular los diámetros críticos en los dos tramos del modelo (garganta y abanico), los resultados se presentan en la siguiente tabla:

b (cm)	h (cm)	z	A (cm²)	P (cm)	R (cm)	S (cm/cm)	Dc (cm)
2	0,5	0,5	1,13	3,25	0,35	0,30	1,34
2	0,78	0,5	1,86	3,95	0,47	0,10	0,43

Tabla 15. Resultados de la aplicación del criterio de Shields.

Los diámetros críticos calculados con el criterio de Shields para el abanico aluvial y la garganta del río son 0,43 cm y 1,34 cm, respectivamente.

3.7.2 Criterio de Aguirre-Pe y Fuentes

Con intención de comparar se aplica también la ecuación de Aguirre-Pe y Fuentes. Sin embargo para aplicar esta ecuación es necesario tener primero las velocidades en los dos tramos del modelo (garganta y abanico).

Estas velocidades se consiguen calculando el caudal utilizando la ecuación de Chezy-Manning con $n = 0,011$ y evaluando estos valores en la definición de descarga $Q = AV$.

Los valores de h fueron conseguidos a través de ensayos experimentales y el número de Froude fue también calculado para saber en qué régimen se mantenía el flujo.

Los datos del canal se presentan en la tabla siguiente:

b (m)	m1=m2	h (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	T (m)	Manning n	S (m/m)
0,020	0,5	0,005	0,00011	0,0312	0,0036	0,025	0,011	0,30
0,020	0,5	0,0078	0,00019	0,0374	0,0050	0,028	0,011	0,10

Tabla 16. Datos del canal y la corriente tomados en ensayos.

La siguiente tabla presenta los resultados de las ecuaciones mencionadas:

Q (m ³ /s)	Q (l/s)	V (m/s)	Froude
0,0001	0,132	1,17	5,57
0,0001	0,131	0,70	2,73

Tabla 17. Valores de Q y V usando la ecuación de Chezy-Manning y la definición de descarga.

Con estos valores de velocidad se procede a iterar en la ecuación de Aguirre-Pe y Fuentes para cada uno de los tramos, estas iteraciones se presentan a continuación:

Dc (m)	d (m)	V (m/s)	d/Dc	LN (d/Dc)	Dc (m)	Dc (cm)	%Diferencia
0,020000	0,005	1,17	0,25	-1,39	0,002893	0,289	85,5356247
0,011446	0,005	1,17	0,44	-0,83	0,007056	0,706	38,3538463
0,009251	0,005	1,17	0,54	-0,62	0,009411	0,941	1,72793375
0,009331	0,005	1,17	0,54	-0,62	0,009309	0,931	0,24329987
0,009320	0,005	1,17	0,54	-0,62	0,009323	0,932	0,03364447
0,009322	0,005	1,17	0,54	-0,62	0,009321	0,932	0,00466471
0,009321	0,005	1,17	0,54	-0,62	0,009321	0,932	0,00064651

Tabla 18. Iteraciones de la ecuación de Aguirre-Pe y Fuentes con V = 1,17 m/s.

Dc (m)	d (m)	V (m/s)	d/Dc	LN (d/Dc)	Dc (m)	Dc (cm)	%Diferencia
0,010000	0,010	0,70	1,00	0,00	0,00625457	0,625	37,4542554
0,008127	0,010	0,70	1,23	0,21	0,00713203	0,713	12,2458486
0,007630	0,010	0,70	1,31	0,27	0,00736684	0,737	3,44468413
0,007498	0,010	0,70	1,33	0,29	0,00742825	0,743	0,93355433
0,007463	0,010	0,70	1,34	0,29	0,00744455	0,744	0,25061921
0,007454	0,010	0,70	1,34	0,29	0,0074489	0,745	0,06711281
0,007451	0,010	0,70	1,34	0,29	0,00745006	0,745	0,01796006
0,007451	0,010	0,70	1,34	0,29	0,00745037	0,745	0,00480544
0,007451	0,010	0,70	1,34	0,29	0,00745045	0,745	0,00128569
0,007451	0,010	0,70	1,34	0,29	0,00745048	0,745	0,00034398

Tabla 19. Iteraciones de la ecuación Aguirre-Pe y Fuentes con $V = 0,7$ m/s.

Tenemos pues en conclusión que los diámetros críticos para cada sección son:

Tramo	Dc(m)
Abanico	0,007
Garganta	0,009

Tabla 20. Diámetros críticos en cada tramo del canal.

Se decidió entonces que los sedimentos oscilarían entre 0,01 – 0,002m.

3.8 DISEÑO DEL SISTEMA DE SOPORTE Y SUJECCIÓN

Se diseñó una especie de carro en perfiles cuadrados de acero (considerando que es acero y que el peso del cajón con tuberías, tanque superior y modelo de fibra de vidrio no excede los 35 Kg se consideró innecesario calcular estas cargas), con patas plegables y ruedas al final de estas, las uniones se hicieron con soldadura.

La sujeción se hace a través de cuñas de madera pegadas al cajón de madera.

El sistema fue probado exhaustivamente en los pasillos de la universidad.

Se presenta a continuación un diagrama de este sistema:



Ilustración 47. Diagrama del carro de transporte desplegado, medidas en cm.



Ilustración 48. Diagrama del carro de transporte plegado, medidas en cm.

3.9 MAQUETERÍA

Con el objeto de hacer el modelo lo más representativo posible se introdujeron elementos de maquetería como cubierta de grama, edificios, puentes, carreteras y vehículos, manteniendo en lo posible la escala.



Ilustración 49. Fotografía tomada desde lo más alto del modelo.

4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 MUESTRAS DE SEDIMENTOS

Las muestras de sedimentos que fueron aportadas al canal en los siguientes ensayos estaban compuestas de la siguiente manera.

Las muestras 1 y 2 estaban compuestas de sedimentos con diámetros entre 1 y 10 mm, estas fueron pasadas por distintos tamices para conseguir su composición granulométrica. A continuación se presentan 2 cuadros con los resultados de estas acciones.

Para la Muestra 1:

Diámetro (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasante (mas fino)
10	0	0	0	100
6,3	61,1	5,28	5,28	94,72
4	446,9	38,64	43,92	56,08
3,35	313,27	27,09	71,01	28,99
2	335,3	28,99	100,00	0,00
	1156,57	100,00		

Tabla 21. Cálculos de composición granulométrica de la muestra 1

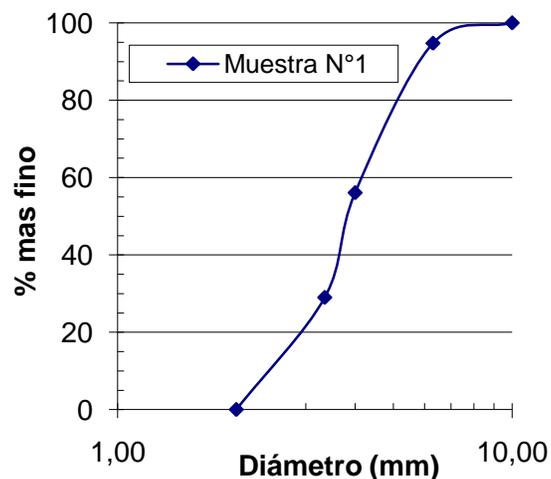


Ilustración 50. Curva granulométrica de la muestra 1.

Entonces, para la muestra 1 se obtiene del gráfico que:

% de Arenas = 0

% de Gravas = 100

$D_{16} = 2,2 \text{ mm}$

$D_{50} = 4 \text{ mm}$

$D_{\text{máx}} = 10 \text{ mm.}$

Para la muestra 2:

Diámetro (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasante (mas fino)
4,0	0,00	0,00	0,00	100,00
3,4	8,94	2,44	2,44	97,56
2,0	103,18	28,12	30,56	69,44
1,0	254,78	69,44	100,00	0,00
	366,90	100,00		100,00

Tabla 22. Cálculos de composición granulométrica para la Muestra 2.

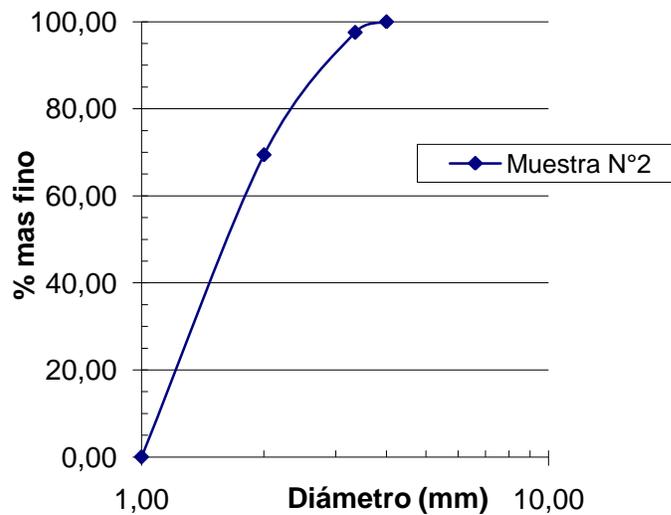


Ilustración 51. Curva granulométrica de la Muestra 2.

Entonces para la Muestra 2 se obtiene:

% de Arenas = 70

% de Gravas = 30

$D_{50} = 1,7 \text{ mm}$

$D_{\text{máx}} = 6 \text{ mm}$

La Muestra 3 fue hecha a partir de una mezcla en proporciones 4 a 1 entre la Muestra 1 y la Muestra 2 respectivamente con objeto de facilitar la visibilidad de fenómenos de desbordamiento del cauce en el abanico aluvial y la formación de la pendiente de equilibrio en la presa cerrada.

Se presentan sus características para una masa de 500 g a continuación:

Diametro (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasante (mas fino)
10,0	0,00	0,00	0,00	100,00
6,3	21,12	4,22	4,22	95,78
4,0	154,56	30,91	35,14	64,86
3,3	110,80	22,16	57,30	42,70
2,0	144,08	28,82	86,11	13,89
1	69,44	13,89	100,00	0,00
	500,00	100,00		100,00

Tabla 23. Cálculos granulométricos de la muestra 3.

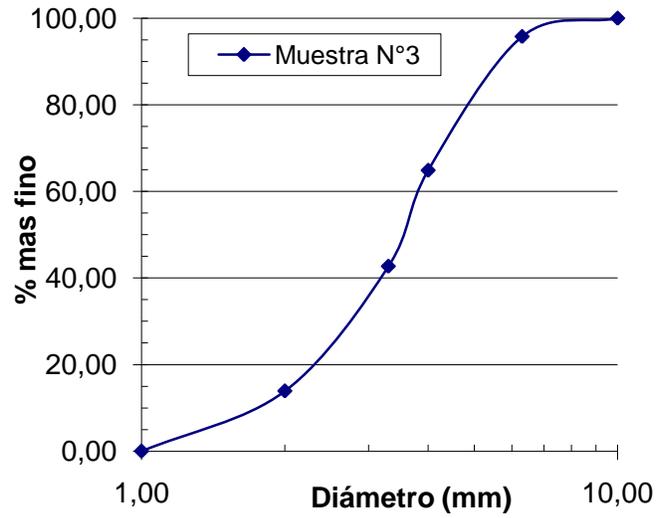


Ilustración 52. Curva granulométrica de la Muestra 3.

Para la Muestra 3 se tiene:

% de Arenas = 18

% de Gravas = 82

$D_{50} = 3,5$ mm

$D_{\text{máx}} = 10$ mm

4.2 ENSAYOS EXPERIMENTALES

Es importante notar que todos los ensayos fueron llevados a cabo con un caudal base que osciló entre 0,115 y 0,125 l/s de agua, con la Muestra 1 para todos excepto el ensayo de flujo con sedimentos sin presas, para el cual se usó una Muestra 3. Para los ensayos en los que se usó la muestra 1 la masa total de sedimentos estuvo cercana a los 4 Kg, para el que usó la Muestra 3 la masa total era 5 Kg, aproximadamente.

4.2.1 Ensayos de flujo con sedimentos sin presas

4.2.1.1 *Medición de la capacidad de transporte*

El objetivo de estos ensayos era determinar la capacidad de transporte, es decir el caudal sólido máximo que era capaz de conducir la corriente estudiada sin que se produjera la sedimentación del material. El caudal sólido se midió fijando una cantidad de masa sólida (100 y 400 g, dependiendo del ensayo) que fue suministrada varias veces en el extremo aguas arriba de canal, variando el tiempo en que es liberada, hasta encontrar el punto en el cual el material se sedimenta tanto en el abanico aluvial como en la garganta.

Estos resultados se presentan a continuación.

Para el abanico aluvial:

Masa(g)	T(s)	Qs(g/s)	Observaciones
100	11,25	8,89	Pasa
100	9,88	10,12	Sedimenta
100	10,3	9,71	Sedimenta

Tabla 24. Cálculo experimental de la capacidad de transporte en el abanico aluvial.

La capacidad de transporte del canal para el abanico aluvial se encuentra entre 8,89 y 9,71 g/s.

Para la garganta o cañón:

Masa(g)	T(s)	Qs(g/s)	Observaciones
400	2,41	165,98	Sedimenta
400	3,75	106,67	Pasa apenas
400	4,7	85,11	Pasa
400	3,56	112,36	Sedimenta

Tabla 25. Cálculo experimental de la capacidad de transporte en la garganta del cauce.

La capacidad de transporte del canal para el cañón del cauce está entre 106,67 y 112,36 g/s.

4.2.1.2 Cálculo de la capacidad de transporte con fórmulas predictivas

Criterio	Caudal sólido (gr/s)	
	S= 0,30	S= 0,1
Meyer-Peter	23,24	3,81
Schoklitsch	52,52	9,64
Engelund-Hansen	8,68	0,73

Tabla 26. Cálculo de la capacidad de transporte usando distintos criterios.

En la Tabla 26 se calcula el caudal sólido (capacidad de transporte) a partir de las fórmulas predictivas de Meyer-Peter-Muller, Engelund-Hansen, y Schoklitsch (ver Cap. 2 aparte 2.4.4).

La comparación entre valores medidos y teóricos (calculados por las fórmulas) se indica en el gráfico de la Figura 53. Se observa una gran diferencia entre ellos, siendo la fórmula de Schoklitsch la que más se aproxima a los valores medidos. Sin embargo hay que tomar en cuenta que las ecuaciones no están diseñadas para usarse en micromodelos sino en corrientes reales, y es conocido el hecho de que en los cálculos de capacidad de transporte de sedimentos en ríos

se presentan con regularidad divergencias de hasta 20 veces la magnitud del caudal sólido medido. El criterio de Schoklistch tiene una relación con el caudal medido de prácticamente la mitad, para la pendiente de 0,3, y es prácticamente la misma en la pendiente de 0,1, lo que en el marco de lo dicho anteriormente indica que se tiene una buena aproximación con este criterio.

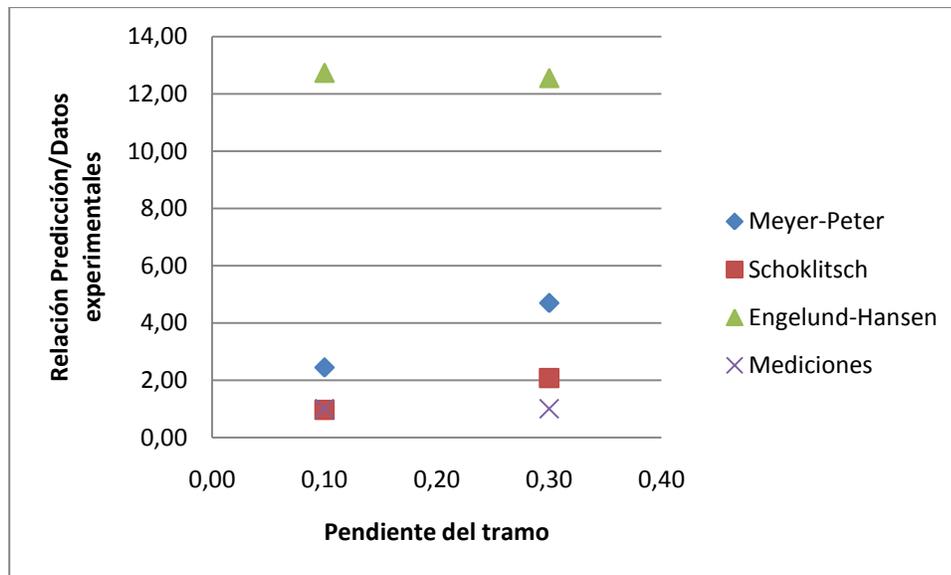


Ilustración 53. Gráfico que compara la relación entre las medidas predichas y las medidas para cada tramo.

4.2.1.3 Ensayos de flujo con sedimentos sin presas.

El propósito de este ensayo es el demostrar los fenómenos de transporte de sedimentos en una cuenca fluvial y su deposición en el abanico aluvial al superar el caudal sólido aportado a la corriente su capacidad de transporte.

Se comienza el ensayo manteniendo una baja tasa de aporte de material sólido, con el objeto de verificar que la corriente es capaz de transportarlo por el sistema sin producirse la sedimentación.

Una vez demostrado lo anterior se procede a aumentar el caudal sólido. Al pasar el umbral de la capacidad de arrastre del abanico aluvial el material empieza a ser depositado.

El depósito de suficiente material causa una obstrucción del cauce, el cual puede ser más dramático si existen infraestructuras como puentes diseñados con poca atención al fenómeno de transporte de sedimentos. Esta obstrucción genera que el agua salga del cauce y comience a inundar la zona del abanico aluvial.

De manera prácticamente simultánea y si se mantiene el aporte de material sólido, este empieza también a depositarse, transportado por el agua, en el abanico aluvial, que de estar urbanizado sufre grandes destrozos.

A continuación se presentan imágenes comparativas entre aludes torrenciales reales y los simulados por el modelo objeto de este trabajo.



Ilustración 54. Izq. Reproducción de alud torrencial en el modelo, Der. Imagen tomada en Camurí Grande, Edo. Vargas, 2005.



Ilustración 55. Izq. Obstrucción en el puente tomada durante un ensayo en el modelo, Der. Imagen tomada en Camurí Grande, Edo. Vargas, 2005.

Se observa pues en las fotografías la capacidad que tiene el modelo para reproducir los procesos de transporte, deposición, obstrucción, desborde e inundación de agua y sedimentos, fenómenos lamentablemente observados en la realidad reciente en Vargas.

4.2.2 Ensayos de flujo con sedimentos con presas

Para evitar que los sedimentos arrastrados en un evento de alud torrencial lleguen a los asentamientos urbanos ubicados en los abanicos aluviales, el ser humano construye presas para retenerlos. La utilidad y las limitaciones de estas presas pretenden ser mostradas por este trabajo a través de ensayos sobre el modelo.

- Ensayos con presa cerrada

Las presas cerradas son las que tienen más capacidad de retener sedimentos, sin embargo esta capacidad tiene un límite. En situaciones de crecientes normales el sedimento se va depositando en la zona de retención de la presa. Al llenarse completamente la presa se establece una pendiente de equilibrio que permite a nuevas crecidas atravesar el aliviadero de la presa pasando por encima del material sedimentado. Esta pendiente suele estar en el orden de $2/3$ de la pendiente del fondo del canal.

Sin embargo, en el caso de una crecida extraordinaria, aún sin sedimentos, (aguas claras) podría barrer los sedimentos depositados, repitiéndose el evento mostrado en la experiencia anterior.

Es por esta razón de vital importancia la continua vigilancia y mantenimiento de las presas.

Un primer ensayo, cuyo objetivo era mostrar el resalto hidráulico y la contracorriente que se genera en la zona donde el flujo trasciende de supercrítico a subcrítico se hizo dejando pasar el caudal líquido sin sedimentos y arrojando algunas partículas de un material flotante en el mismo para observar las corrientes que se generaron en el área represada. Se observó claramente el resalto hidráulico y los vórtices formados en la zona de agua represada.

El segundo ensayo consistió en aportar un caudal sólido al modelo en el mismo orden del usado en la experiencia sin presas hasta que la presa se sedimente y se alcance la pendiente de equilibrio, mostrándose así estos dos fenómenos.

A continuación y para simular una crecida extraordinaria se aumentó el caudal líquido hasta aproximadamente 0,24 L/s, con lo que se observó que esta agua, hambrienta de sedimentos, barrió el cauce sedimentado expulsando una parte hacia los lados de la presa, pasando por el aliviadero y depositándose otros en el abanico aluvial y generando el mismo efecto que una corriente libre.

Fotos del ensayo donde se observan estos fenómenos se presentan a continuación.



Ilustración 56. Ensayo con sedimentos y presa cerrada.

Se observa que la presa retiene gran cantidad de sedimentos aguas arriba del dique y el establecimiento de una pendiente de equilibrio en el lecho.



Ilustración 57. Ensayo con sedimentos y presa cerrada con caudal aumentado.

Al aumentar el caudal el agua barre los sedimentos que se habían depositado en el cauce (efecto de aguas claras), lanzando unos a través del aliviadero hacia el abanico aluvial donde se depositan y otros hacia los lados de la presa. Al quedar el cauce limpio se puede observar el resalto hidráulico, que no es más que una gran turbulencia y vórtices que se forman al cambiar el régimen de flujo supercrítico a subcrítico.

El modelo ha probado ser capaz de simular los fenómenos enumerados anteriormente.

- Ensayos con presas abiertas

Se pretende en los ensayos demostrar la utilidad que tienen las presas con aberturas, sean estas ranuras o ventanas, para filtrar el material, reteniendo los sedimentos más grandes antes de que estos aumenten desmedidamente su cantidad de movimiento.

En primer lugar se colocó una presa de ventana, que fue sometida a las mismas condiciones de caudal y aporte de material que las usadas en el ensayo anterior.



Ilustración 58. Ensayo con sedimentos y presa de ventana.

La presa dejó pasar el material más fino, que al no ser retenido por ninguna otra presa se sedimentó en el abanico aluvial, demostrando que este tipo de presas por si solas no son suficientes para proteger las zonas urbanizadas, aunque son capaces de retener sedimentos. Es importante destacar que estas presas son vulnerables a que objetos como grandes árboles o peñones obstruyan sus ventanas impidiéndoles actuar como filtros.

A continuación se colocó una presa ranurada, sometida a las mismas condiciones de las anteriores, con la diferencia de que fue usada una pequeña cantidad de sedimentos de mayor tamaño para enfatizar en su capacidad de filtrado.



Ilustración 59. Ensayo con presa ranurada.

Se aprecia en la figura tanto la función de filtrado como el establecimiento de una pendiente de equilibrio, que permite pasar al material más fino por encima del más grueso.

Se procedió a aumentar el caudal para demostrar de nuevo el efecto de aguas claras. Al igual que en las presas reales el modelo ante la crecida extraordinaria tendió a expulsar los sedimentos o bien a través de la presa o a los lados del cauce.

Se verificó en ambos casos la capacidad del modelo de reproducir experiencias sucedidas en la realidad (Figura 60).



Ilustración 60. Vista desde aguas arriba mostrando la similitud de los procesos de sedimentación en presas abiertas: a) ensayo en canal didáctico; b) y c) río Camurí Chico en el estado Vargas después de la creciente de febrero del 2005.

- Ensayo con sistema estructurado de presas

En este ensayo se pretendió demostrar la gran cantidad de sedimentos que es capaz de retener un sistema de varias presas, que permiten ir filtrando el material a medida de que este va avanzando a través del cauce.

Se utilizó aproximadamente el mismo caudal sólido, y la misma cantidad de material que en los ensayos anteriores.



Ilustración 61. Ensayo con sistema estructurado de presas (vista hacia aguas abajo).



Ilustración 62. Ensayo con sistema estructurado de presas. Vista hacia aguas arriba.

Se verificó en este ensayo la capacidad que tiene el sistema de retener mucha mayor cantidad de sedimentos, así como también la formación de pendientes de equilibrios en cada una de las presas.

- Otros ensayos

Se realizó un ensayo para simular la ruptura de un dique o presa natural de sedimentos. Esto se hizo acumulando la muestra de sedimentos detrás de una obstrucción, dejando pasar el caudal líquido y retirando de pronto la obstrucción.

Se generó una ola masiva de sedimentos y agua que se depositó con gran fuerza en el abanico aluvial.

5 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se diseñó y construyó un micromodelo hidráulico funcional, de carácter didáctico, y portátil, a los fines de demostrar los procesos vinculados a la ocurrencia de aludes torrenciales y los efectos de las presas de retención de sedimentos.

El modelo tiene un tamaño de 1,6 m de largo, 0,80 m de ancho, y 1,20 m de altura. Para reproducir la topografía se modeló una concha de fibra de vidrio, se utilizó un sistema de recirculación impulsado por una bomba centrífuga, que suministra agua al modelo rebalsando un tanque ubicado oportunamente. Las tuberías de este sistema son de 0,0254m de diámetro y están hechas de PVC, los tanques están fabricados de acrílico. El modelo reproduce dos partes fundamentales de una cuenca torrencial: la garganta del torrente y el abanico aluvial.

El modelo consta de dos módulos: a) un primer módulo que incluye el modelo físico, compuesto por una topografía inspirada en la cuenca del río Cerro Grande, usando escalas de 1:600 en el plano horizontal y de 1:100 en la vertical, con su carro de transporte y una parte del sistema de tuberías (de medidas máximas plegado 160 x 80 x 70 cm) provisto de un tanque de descarga, y b) un segundo módulo (60 x 20 x 60 cm) que contiene un tanque de almacenamiento que usa una bomba para hacer circular el agua. Estos se juntan entre ellos usando un acople de tuberías de fácil instalación y remoción.

El canal presenta una sección que se aproxima a un trapecio de 2 cm de ancho base, y 4 cm de altura, con una pendiente de talud de 0,5 por 1 en la vertical. Las pendientes del lecho del cauce fueron fijadas igual a 0,3 m/m y 0,1 m/m en el cañón o garganta y en el abanico aluvial, respectivamente. Se determinó un caudal de operación normal que oscila entre 0,115 y 0,125 lps, con un máximo de 0,24 lps.

Se calculó el diámetro crítico de los sedimentos para cada sección del cauce, usando el criterio de Shields y el criterio de Aguirre-Pe y Fuentes, obteniéndose que el diámetro para el abanico aluvial es de 4,3 mm y 7 mm y para la garganta es de 13,4 mm y 9 mm, respectivamente.

Se usaron 3 muestras de sedimentos con valores de diámetro variando entre 1 y 10 mm, en el rango de las arenas gruesas y las gravas finas, cuyas curvas granulométricas se presentan en el trabajo; la masa total de sedimentos usada en los ensayos fue de aproximadamente 5 Kg.

Se determinaron experimentalmente las capacidades de transporte de sedimentos tanto en el abanico aluvial como en el cañón, encontrándose que estas oscilaban entre 8,89 – 9,71 g/s y 106,67 – 112,36 g/s respectivamente. Al comparar estos valores con los calculados teóricamente por varias fórmulas predictivas del caudal sólido, se encontró que estaban dentro de los rangos de los valores predichos, considerándose la ecuación de Schoklistch como la más acertada para las condiciones evaluadas.

Se realizaron ensayos demostrativos para los casos de flujo con sedimentos sin presas, con presa cerrada, con presas abiertas de ranura o ventana y con sistema estructurado de presas, verificándose a través de comparaciones con fotografías tomadas en la realidad la capacidad del modelo de replicar los fenómenos de resalto hidráulico, transporte y deposición de sedimentos, obstrucción de cauces, desbordes del flujo e inundación de agua y sedimentos en el abanico aluvial, retención y filtrado de sedimentos en presas abiertas y cerradas, formación de pendientes de equilibrio, efecto de aguas claras y el efecto de la ruptura de un dique natural.

Se elaboró una poderosa herramienta didáctica que refuerza la capacidad para divulgar información del fenómeno de aludes torrenciales, sus consecuencias y sus medidas de mitigación, dirigida especialmente a personas que no manejan

conceptos de ingeniería hidráulica, pero que pueden estar en riesgos de sufrir las consecuencias de estos eventos naturales. La característica de ser portátil le permite ser transportada directamente hacia las comunidades con este fin, estableciendo un puente directo entre la Academia y la población en general.

6 RECOMENDACIONES

Con la intención de perfeccionar el micromodelo se recomienda se continúe la investigación en las líneas siguientes:

- El diseño de un sistema que permita controlar automáticamente tanto el caudal líquido como el caudal sólido, esto permitiría replicar con mucha más exactitud las condiciones de los ensayos, además de un amplio abanico de combinaciones para ensayar.
- La elaboración, usando los métodos descritos en este trabajo, de diferentes tipos de presas para verificar su efecto sobre el cauce, ya sean usadas solas o en conjunto.
- La sustitución de la bomba utilizada por una más acorde con la necesidad, con el objeto de mejorar la eficiencia hidráulica del sistema.
- La sustitución de la válvula de bola, por una que permita un control más preciso del caudal.
- Estudiar la factibilidad de usar un regulador de frecuencia para controlar el caudal.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Armfield (2012), “Equipos de Investigación y Enseñanza de Ingeniería”, www.armfield.co.uk.

Azevedo, J.M., y Acosta, G., (1993), “Manual de Hidráulica”, McGraw Hill.

Gunt (2012), “Equipos para la Educación en Ingeniería”, www.gunt.de

López, J.L. y Falcón M., 1999, “Modelación Matemática del Flujo y Transporte de Sedimentos en Ríos de Montaña”, Revista de La Facultad de Ingeniería, UCV, Julio, 2000, No.2.

López, J.L., y Pérez, D., (2010), “El extraordinario evento hidrometeorológico de diciembre de 1999 en el estado Vargas”, en el libro *Lecciones Aprendidas del Desastre de Vargas*, José L. López (Ed.), Edición Fundación Polar-UCV, pp.27-42.

López, J.L., y Courtel, F., (2010), “Un enfoque integral para las medidas de prevención contra aludes torrenciales”, en el libro *Lecciones Aprendidas del Desastre de Vargas*, José L. López (Ed.), Edición Fundación Polar-UCV, pp.81-92.

Munson, B.R., Young, J., (1990), “Mecánica de Fluidos”, www.filecrop.com/munson-mecanica-de-fluidos.html

Newjec (2002), “Modelo para ensayos de flujos torrenciales”, Kyoto, Japón.

Davinroy, R. (1999), “River replication”, Civil Engineering, ASCE, July, Vol. 69, N° 7.

Potter, W., (2006), “Mecánica de Fluidos”, McGraw Hill.

Singer, A., (2010), “Los aludes torrenciales en Venezuela: Antecedentes”, en el libro *Lecciones Aprendidas del Desastre de Vargas*, José L. López (Ed.), Edición Fundación Polar-UCV, pp. 65-80.