

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
ESCUELA DE POSGRADO



DOCTORADO EN CIENCIAS

MENCIÓN: GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES

TESIS

**Efectos De La Contracción Del Cauce, Lecho No Cohesivo Y Pendiente De
Ríos, En La Profundidad De Socavación En Estructuras De Captación**

Para optar el Grado Académico de
DOCTOR EN CIENCIAS

Presentado por:

LUIS VÁSQUEZ RAMÍREZ

Asesor

Dra. ROSA HAYDEE LLIQUE MONDRAGÓN

CAJAMARCA, PERÚ

2018

COPYRIGHT © 2018 by
LUIS VÁSQUEZ RAMÍREZ
Todos los derechos reservados

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
ESCUELA DE POSGRADO



DOCTORADO EN CIENCIAS

MENCIÓN: GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES

TESIS APROBADA:

**Efectos De La Contracción Del Cauce, Lecho No Cohesivo Y Pendiente De
Ríos, En La Profundidad De Socavación En Estructuras De Captación**

Para optar el Grado Académico de
DOCTOR EN CIENCIAS

Presentado por:

LUIS VÁSQUEZ RAMÍREZ

Comité Científico

Dra. Rosa Haydee Llique Mondragón
Asesora

Dr. Gilberto Cruzado Vásquez
Miembro de Comité Científico

Dr. Luis Andrés León Chávez
Miembro de Comité Científico

Dr. Alejandro Lagos Manrique
Miembro de Comité Científico

Cajamarca - Perú

2018



Universidad Nacional de Cajamarca

Escuela de Posgrado

CAJAMARCA - PERU

PROGRAMA DE DOCTORADO

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS DOCTORADO EN CIENCIAS

MENCIÓN: GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES

Siendo las tres de la tarde del día martes veintiocho de agosto del año dos mil dieciocho, reunido en el Auditorio de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el Dr. Gilberto Cruzado Vásquez, Dr. Luis León Chávez, Dr. Alejandro Lagos Manrique, como integrantes del jurado titular; y en calidad de Asesora, la Dra. Rosa Llique Mondragón. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno de la Escuela de Posgrado y el Reglamento del Programa de Doctorado de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se dio inicio a la SUSTENTACIÓN de la tesis titulada: **EFFECTOS DE LA CONTRACCIÓN DEL CAUCE, LECHO NO COHESIVO Y PENDIENTE DE RÍOS, EN LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN**; presentada por el M.Cs. **LUIS VÁSQUEZ RAMÍREZ**, con la finalidad de optar el Grado Académico de **DOCTOR EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ciencias Agrarias, Mención **GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES**.

Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó *A.P.A.B.A.R.* con la calificación de *Dieciocho (EXCELENTE)* la mencionada Tesis; en tal virtud, el M.Cs. **LUIS VÁSQUEZ RAMÍREZ**, con la finalidad de optar el Grado Académico de **DOCTOR EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ciencias Agrarias, Mención **GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES**.

Siendo las *1.5.9* horas del mismo día, se dio por concluido el acto.


.....
Dr. Luis León Chávez
Jurado Evaluador


.....
Dr. Alejandro Lagos Manrique
Jurado Evaluador


.....
Dr. Gilberto Cruzado Vásquez
Presidente -Jurado Evaluador

DEDICATORIA

A mi esposa Laura, a mi madre Pety, a mis hijos: Sophia y Luis Angel,
por el amor explícito e implícito que se ha
convertido en el ingrediente que impulsa
mi vida en lo personal e intelectual.

AGRADECIMIENTO

A todas y cada una de las personas que han contribuido para poder desarrollar y terminar la presente investigación, en especial a la Dra. Rosa Haydee Llique Mondragón y a todos los miembros del Comité Científico quienes me han orientado para plasmar y mejorar aspectos importantes en este documento.

ÍNDICE

| Ítem | Página |
|---|----------|
| DERECHOS DE AUTOR..... | ii |
| APROBACIÓN DE TESIS | iii |
| ACTA DE SUSTENTACIÓN | iv |
| DEDICATORIA | v |
| AGRADECIMIENTO..... | vi |
| INDICE | vii |
| LISTA DE ILUSTRACIONES | ix |
| LISTA DE TABLAS | xi |
| RESUMEN..... | xiii |
| ABSTRACT..... | xiv |
| | |
| CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO | 4 |
| 2.1. Antecedentes Científicos..... | 4 |
| 2.2. Marco Teórico..... | 8 |
| 2.2.1. Teorema de Transporte de Reynolds..... | 8 |
| 2.2.2. Teorema de Bernoulli..... | 8 |
| 2.2.3. Principio de de la Cantidad de Movimiento..... | 9 |
| 2.2.4. Análisis dimensional | 9 |
| 2.2.5. Formación del lecho | 10 |
| 2.2.6. Análisis dimensional del movimiento de sedimentos en el lecho..... | 11 |
| 2.2.7. Contracción del cauce del río | 15 |
| 2.2.8. Porcentaje de contracción del cauce del río | 17 |
| 2.2.9. Capacidad de descarga en vertedero de rebose | 17 |

| | |
|---|-----------|
| 2.2.10. Descarga de la estructura de captación..... | 17 |
| 2.2.11. Erosión en el cauce por la corriente | 18 |
| 2.2.12. Socavación..... | 19 |
| 2.2.13. Socavación por contracción..... | 20 |
| 2.2.14. Modelación en hidráulica | 21 |
| 2.2.15. Modelos físicos reducidos | 23 |
| 2.2.16. Selección de escalas | 26 |
| 2.2.17. Elementos hidráulicos en estructura de captación..... | 27 |
| 2.2.18. Confiabilidad | 27 |
| 2.2.19. Método de mitades partidas..... | 28 |
| 2.2.20. Confiabilidad división de dos mitades | 28 |
| 2.3. Definición de términos básicos | 29 |
| CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS | 32 |
| 3.1 Materiales..... | 32 |
| 3.2 Metodología | 32 |
| 3.2.1. Ubicación geográfica..... | 32 |
| 3.2.2. Características del lugar | 33 |
| 3.2.3. Etapas..... | 33 |
| 3.3. Procesamiento y análisis de la información | 35 |
| CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN | 37 |
| CAPÍTULO V. CONCLUSIONES | 69 |
| 3.1 Conclusiones | 69 |
| 3.1 Recomendaciones..... | 70 |
| CAPÍTULO VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 71 |
| CAPÍTULO VII. APÉNDICES..... | 75 |

LISTA DE ILUSTRACIONES

| Figuras | Página |
|---|--------|
| 1. Diagrama de Shields | 13 |
| 2. Diagrama de Shields con formas de lecho | 14 |
| 3. Diagrama de Shields modificado por Yalin y Karahan | 15 |
| 4. Contracción del cauce por presencia de estructura. | 16 |
| 5. Contracción del cauce del río por presencia de estructura de captación... | 16 |
| 6. Descarga de estructura para modelamiento físico. | 18 |
| 7. Socavación en estructura de captación Huayrapongo en río Cajamarquino..... | 19 |
| 8. Modelamiento Hidráulico – medición y calibración. | 22 |
| 9. Modelamiento Hidráulico de laboratorio – erosión y socavación en estructura | 22 |
| 10. Modelo Prototipo – Estructura de captación | 23 |
| 11. Elementos intervinientes en la descarga de una estructura de captación.. | 27 |
| 12. Proceso para análisis de confiabilidad de datos | 28 |
| 13. Plano de ubicación de cuencas en estudio | 33 |
| 14. Etapas del proceso de investigación | 34 |
| 15. Ubicación de presas derivadoras | 37 |
| 16. Emplazamiento de estructuras de captación | 38 |
| 17. Geología Regional del área de investigación | 39 |
| 18. Porcentajes de material en el lecho de río por calicata | 42 |
| 19. Análisis granulométrico de las muestras de arena y grava por calicata..... | 43 |
| 20. Dimensiones del perfil longitudinal del modelo de captación 1:20..... | 44 |
| 21. Tirantes o calados aguas arriba y aguas debajo de la estructura de captación – Software Iber | 45 |
| 22. Dimensiones del perfil longitudinal del modelo de captación 1:40..... | 46 |
| 23. Concentración de sedimentos en muestra N° 1 para prototipo | 51 |
| 24. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S” muestra 1 | 51 |
| 25. Profundidad de erosión “Ys”versus contracción de cauce “B/b” muestra 1 | 52 |
| 26. Concentración de sedimentos en muestra N° 2 para prototipo | 53 |

| | |
|---|----|
| 27. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S” muestra 2 | 54 |
| 28. Profundidad de erosión “Ys” versus contracción de cauce “B/b” muestra 2 | 55 |
| 29. Concentración de sedimentos en muestra N° 3 para prototipo | 55 |
| 30. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S” muestra 3 | 56 |
| 31. Profundidad de erosión “Ys” versus contracción de cauce “B/b” muestra 3 | 57 |
| 32. Concentración de sedimentos en muestra N° 4 para prototipo | 58 |
| 33. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S” muestra 4 | 58 |
| 34. Profundidad de erosión “Ys” versus contracción de cauce “B/b” muestra 4 | 59 |
| 35. Antidunas en prueba de laboratorio – canal de pendiente variable | 63 |
| 36. Correlación lineal de valores experimentales de Ys | 64 |
| 37. Captura de pantalla Software libre HIDROESTA | 66 |
| 38. Ficha de recolección en laboratorio | 75 |
| 39. Levantamiento de Información de campo | 76 |
| 40. Levantamiento topográfico de Lecho de río y estructura de captación | 77 |
| 41. Procesamiento de información topográfica en Autocad. | 77 |
| 42. Asignación de condiciones de frontera para modelamiento en Iber. | 78 |
| 43. Procesamiento de información y visualización de resultados | 78 |
| 44. Modelo físico escala 1:20 de estructura de captación. | 79 |
| 45. Modelamiento de estructura para condiciones de similitud.en campo | 79 |
| 46. Socavación en modelo físico de campo | 79 |
| 47. Canal de pendiente variable en Laboratorio. | 80 |
| 48. Colocación de material seleccionado para prueba | 80 |
| 49. Modelamiento físico en canal de pendiente variable en laboratorio | 80 |

LISTA DE TABLAS

| Tablas | Página |
|---|--------|
| 1. Formas básicas de lecho en canales aluviales (clasificación por aumento de las velocidades de flujo) | 11 |
| 2. Interpretación del coeficiente de confiabilidad | 27 |
| 3. Anchos del cauce del río cercanos a estructura de captación | 41 |
| 4. Número de estructuras identificadas con y sin contracción del cauce. | 41 |
| 5. Caudales de prueba en prototipo y modelo | 44 |
| 6. Escalas de traslación modelo prototipo y viceversa | 47 |
| 7. Dimensiones de las variables que intervienen en el fenómeno | 48 |
| 8. Concentración de sedimentos para muestra N° 1 | 50 |
| 9. Profundidad erosionada por variación de pendiente | 51 |
| 10. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 1 | 52 |
| 11. Concentración de sedimentos para muestra N° 2 | 53 |
| 12. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 2. | 53 |
| 13. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 2..... | 54 |
| 14. Concentración de sedimentos para muestra N° 3 | 55 |
| 15. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 3. | 56 |
| 16. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 3 | 56 |
| 17. Concentración de sedimentos para muestra N° 4 | 57 |
| 18. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 4..... | 58 |
| 19. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 4 | 59 |
| 20. Cortante adimensional de Froude para prototipo y modelo. | 62 |
| 21. Reynolds de la partícula del sedimento para prototipo y modelo | 62 |
| 22. Parámetros adimensionales, en función de las variables medibles en el entorno | |

| | |
|---|----|
| de las estructuras de captación..... | 65 |
| 23. Valores para prueba de contrastación de Hipótesis. | 68 |

RESUMEN

Se realizaron estudios experimentales para estimar el incremento de la profundidad de socavación en la descarga de estructuras de captación emplazadas en ríos con lechos no cohesivos, influenciados por el incremento de la velocidad de flujo en la zona crítica de cambios de rigidez entre la poza disipadora y el material del lecho del río, generado por la contracción del cauce y la no uniformidad del lecho no cohesivo así como la variación de la energía cinética en el cauce debido a la pendiente del río aguas abajo. Los resultados obtenidos en la investigación se fundamentan en la teoría de similitud hidráulica y modelamiento físico y numérico del entorno de la estructura de captación, pues para sedimentos del lecho no cohesivo cuya gradación es no uniforme con presencia de arenas y gravas en el orden del 30% al 60%, se genera un efecto aditivo en la profundidad de socavación, incrementándose ésta para mayores concentraciones de finos y viceversa, además se corrobora que dicha profundidad de socavación en la descarga de estructuras de captación está influenciada en forma directa por la pendiente del cauce del río aguas abajo, pues para diferentes condiciones de contracción de cauce al pasar de pendientes suaves del orden del 0,1% a pendientes mayores del orden del 2,4%, la profundidad de socavación se incrementa en el orden del 75% hasta el 300%. La sistematización de los resultados obtenidos, permitió generar además una nueva ecuación empírica para estimar los efectos de las variables independientes en la profundidad de socavación, mostrando una correlación lineal.

Palabras clave: Erosión, socavación, modelo, prototipo

ABSTRACT

Experimental studies were carried out to estimate the increase in the depth of scour ed at the discharge of catchment structures in rivers with no cohesive beds, influenced by the increase in the rate of flow in the critical area of changes of stiffness between the dissipating basin and the river bed material, generated by contraction of the runway and not uniformity of not cohesive bed as well as the variation of the kinetic energy on the runway due to the slope of the river downstream. The results obtained in the research are based on the hydraulic similarity theory and physical and numerical modeling of the environment of the structure of the catchment, as for the not cohesive bed sediments whose gradient is non-uniform presence of sands and gravel in the range from 30% to 60%, generates an additive effect on the depth of scour, increasing this to higher concentrations of fine and vice versa, was also corroborated that the depth of scour at the discharge of catchment structures is influenced directly down the slope from the river downstream, because for different conditions of contraction of runway passing soft slopes on the order of 0.1% to slopes greater of 2.4%. The scour depth increases in the order from 75% to 300%. The systematization of the results obtained allowed to generate a new empirical equation to estimate the effects of scour depth independent variables, showing a linear correlation.

Keywords: Erosion, scour, model, prototype

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Los lechos de cauces naturales al pasar el tiempo y estar expuestos a los fenómenos naturales y antrópicos, experimentan cambios naturales y/o artificiales; el estrechamiento del cauce en canales naturales es común, muchas veces por condiciones naturales y otras por efectos antrópicos debidos al posicionamiento de distintos tipos de estructuras, como puentes y presas que son derivadoras de agua al ser emplazadas sobre el lecho natural que se convierten en elementos obstructores.

Para estructuras con flujos en condiciones naturales de río, los investigadores Straub (1934), Laursen (1963), Ashida (1963), Komura (1966), Gill (1981) y Webby (1984), citados por Subhasish & Raikar, (2006), reportan ecuaciones empíricas, las cuales permiten estimar los niveles de erosión bajo condiciones de aguas claras, sin considerar los estrechamientos por efectos de la construcción de estructuras, que al depender del emplazamiento, forma, tamaño, capacidad hidráulica, tipo de lecho, pendiente del cauce, entre otros, generan erosión local y por tanto incrementan la erosión general en su entorno.

En los últimos años, investigadores como Mason & Arumugam (1985), Johnston (1990), Mossa (1998), Liriano & Day (2001), Azamathulla, Deo & Deolalikar (2008), Guven & gunal (2008), Azamathulla & Ghani (2010), Tuna & Emiroglu (2011), Zhang, Pang & Wang (2014), Shayan & Farhoudi (2015), y Hamidifar, Nasrabadi & Omid (2017), conscientes de la complejidad de las condiciones hidrológicas, hidráulicas y morfológicas en cada entorno de estructura con cauce natural, han desarrollado metodologías en base a la experimentación, utilizando la teoría del modelamiento físico y numérico con ajuste a ecuaciones empíricas de predicción y otras bajo el enfoque de la programación genética, todas fundamentadas en una gama de resultados obtenidos en el modelo o prototipo.

El criterio de causa efecto que permiten estimar la erosión y socavación local así como la erosión general en el lecho del cauce natural, generados principalmente por los cambios de rigidez entre el material de la estructura hidráulica en la descarga con el material en el lecho natural, se fundamenta en una variable muy importante como es el grado de homogeneidad del sedimento, mucho más si éste es granular no cohesivo, es así que Bormann & Julien (1991), Guven & Gunal (2008), Guna (2008), Abdelhaleem (2013), Amin (2015), Mohamed, Abdel & Nasr (2016), Pagliara & Palermo (2017), centran su investigación en la erosión para condiciones de lecho vivo, con granulometrías de sedimento variables.

La elección del diámetro representativo del proceso de erosión es disperso, es así que Ali & Lim (1986), Bormann & Julien (1991), Ghodsian, Mehraein & Ranjbar (2012), Bazargan & Kalantari (2015), Shayan & Farhoudi (2015) y Pagliara & Palermo (2017), presentan estudios experimentales con chorros turbulentos bidimensionales y tridimensionales inyectados que simulan la descarga de una estructura sobre lechos de ríos arenosos con el uso del diámetro representativo como el D90, D85, D50 y otros según el tipo de sedimento, para analizar las distribuciones de la velocidad asociándola con el desarrollo del agujero de erosión.

El hidrograma de máximas avenidas en la descarga de la estructura hidráulica que genera un comportamiento dinámico variable en el lecho receptor, ha despertado el interés de algunos investigadores como Breusers (1966), Farhoudi & Smith (1982), Balachandar & Kells (1997), Nugroho, Achiari & Harlan (1998), Balachandar, Kells & Thiessen (2000), Ghodsian, Mehraein & Ranjbar (2012), Gendaszek et al (2013) y Vásquez (2016), han generado programas experimentales para escalas de tiempo relacionándolos con la erosión local y consecuente socavación en la descarga de estructuras hidráulicas emplazadas en el lecho de ríos no cohesivos.

Esta investigación se ha desarrollado en el ámbito de la cuenca media y alta de los ríos Mashcón, Chonta y Cajamarquino que se encuentran en la parte norte del Perú, cuyos lechos son no cohesivos para diferentes pendientes de fondo, cuya profundidad de socavación ha sido influenciada por el estrechamiento del cauce por la presencia de estructuras de captación.

Los objetivos de la investigación están orientados a determinar los efectos de la contracción del cauce, el lecho no cohesivo y pendiente del río en la profundidad de socavación en la descarga de las estructuras de captación.

Es común en los diseñadores que al no contar con una metodología general, para determinar la profundidad de socavación total en la descarga de estructuras de captación, suman la erosión local, la erosión general en el río y la erosión por contracción estimados en forma individual, sin un fundamento teórico, por ello surge la interrogante ¿Es posible cuantificar los efectos de la contracción del cauce de ríos con lecho no cohesivo, para pendientes variables, en la profundidad de socavación por la presencia de estructuras de captación de río para estimar la socavación total?

La metodología de la investigación se sustenta en la experimentación a partir del modelamiento físico y numérico en campo y laboratorio, desarrollado en seis etapas que inicia en la recolección de información y termina en la generalización de los resultados para la aplicación en diseño de estructuras de captación con condiciones similares.

El capítulo de resultados y su discusión se centran generar información para plantear una nueva metodología donde se incluyan las variables contracción de cauce y pendiente del río, para ser tomada en cuenta en futuros diseños de presas derivadoras o estructuras hidráulicas similares, emplazadas sobre ríos con lechos no cohesivos, donde el flujo de agua experimenta un cambio de rigidez al pasar de la estructura al lecho natural del río.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes Científicos

La hidráulica fluvial no puede comprenderse ni aplicarse aisladamente de una serie de disciplinas de la ingeniería que le son complementarias. Así, la hidráulica fluvial se ubica dentro de la hidráulica general y de la hidráulica de canales en particular. La meteorología y la hidrología resultan indispensables para el estudio de una de las fases del fenómeno fluvial. La geología, la geomorfología y disciplinas afines, constituyen otro fundamento importante para la mejor comprensión del comportamiento fluvial.

Ettmer (2009), reporta sobre la erosión en estructuras hidráulicas e incide en la aplicación de la similitud con modelos hidráulicos para el estudio de ríos con lechos de sedimentos finos, resaltando la importancia de entender el proceso de erosión y determinar la máxima profundidad de socavación cerca de estructuras hidráulicas para la aplicación de criterios de diseño de aliviaderos, puentes, pilares, etcétera. En la literatura conocida no existe una aproximación estándar para la estimación de la máxima profundidad de erosión, pues el cálculo de las dimensiones de la fosa de erosión presenta enormes variaciones entre una y otra metodología utilizada, especialmente cuando los lechos tienen concentraciones altas de sedimentos finos.

La investigación titulada “Efecto de bloques deflectores semicirculares sobre la erosión local aguas abajo de presas”, desarrollada por Abdelhaleem (2013), demuestra que la socavación local aguas abajo, en estructuras hidráulicas puede dar lugar a daños o generar la falla estructural y la pérdida de vidas y bienes. La instalación de bloques deflectores tenía una influencia significativa en la profundidad

de la fosa de erosión, que comparativamente es menor que el caso de la misma estructura sin deflectores, para las pruebas experimentales en estructuras con deflectores se pudo notar en la fosa de erosión que los ángulos de inclinación aumentan, pero se conserva siempre que las pendientes descendentes son más empinadas que las pendientes ascendentes.

Nácher (2012), en su tesis doctoral titulada “Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces”, concluye que los principales mecanismos que forman parte del fenómeno analizado, la erosión por contracción y la erosión asociada al cambio de rigideces del material del lecho, han sido tratados por separado con distintas aproximaciones que comprenden desde las tradicionales regresiones de datos obtenidos con ensayos experimentales hasta técnicas muy recientes para el análisis de fenómenos fuertemente no lineales, pasando por la simulación matemática bidimensional y tridimensional.

Para el análisis de la erosión por contracción, las estaciones tradicionales que describen el fenómeno, han incorporado modelos matemáticos bidimensionales cuyos resultados han sido muy satisfactorios, llegando incluso a igualar los resultados de los modelos en tres dimensiones en lo relativo a las variables más importantes del fenómeno. Además de las características del flujo, en el entorno de la contracción y de las características del material del lecho, una de las principales variables geométricas que influyen en este fenómeno es la relación de contracción del flujo, que es función del ancho natural del cauce (fuera de la contracción) y del ancho libre para el flujo en la zona contraída.

Muchos investigadores analizaron en forma experimental, la interrelación existente entre los distintos tipos de erosión que se producen en puentes aliviadores, y sus

vinculaciones con los parámetros característicos del escurrimiento. Los resultados demuestran que la reducción del porcentaje de caudal, en la zona no afectada por la fosa de erosión local, es función de la profundidad de socavación debida a la presencia del estribo. Sobre esta base se propone una secuencia de cálculo de las erosiones totales en un puente aliviador en valle de inundación, la cual reproduce adecuadamente valores medidos en prototipo durante la ocurrencia de una crecida extraordinaria.

En este sentido, Osornio (2008), identificó una serie de factores importantes para estudiar el fenómeno de socavación en puentes a fin de tomar las medidas apropiadas. El mismo autor sostiene que existe una gran cantidad de expresiones para calcular la socavación local; sin embargo, el problema es la falta de conocimiento sobre la exactitud de los métodos expuestos para estimar la profundidad de socavación local en las pilas de un puente.

Los investigadores Laursen–Toch (1956), Shen (1966) y Melville (1988), citados en Nácher (2012), recomiendan un factor de seguridad con un valor igual a 1.5 para la profundidad de socavación local estimada; en contraste, Neill (1973) también citado en Nácher (2012) no menciona factores de seguridad, pero advierte que, si el tirante del flujo de llegada es mayor que 5 veces el ancho de la pila rectangular, la profundidad estimada de socavación debe incrementarse en un 50%.

Jaramillo (2013) concluye que los parámetros hidráulicos por franja para el cálculo de la socavación general se obtuvieron directamente del modelo creado en Hec-Ras, estos parámetros son principalmente caudal total y ancho de la franja. Esto permitió agilizar el cálculo de la socavación general, se observó que existen muchas ecuaciones para el cálculo de la socavación y cada una arroja resultados diferentes. Se aprecia que estas ecuaciones son de uso convencional, es decir, su uso está

limitado a tipologías de puentes simple (p.ej. puentes viga con estribos rectos y pilas de sección simple, rectangular y cilíndrica).

Chanson (2004), señala que en una aproximación simple, los parámetros predominantes que afectan la forma del lecho son la pendiente del lecho, la profundidad y velocidad de flujo, el tamaño del sedimento y la velocidad de asentamiento de la partícula. A bajas velocidades, el lecho no se mueve, pero a medida que se incrementan las velocidades, se logra el arranque del movimiento del lecho y el sedimento de éste empieza a moverse. En este orden, Glenn (1990), indican que las variables que afectan el movimiento de los sedimentos son: La velocidad del flujo; la turbulencia; la distribución de tamaños, el diámetro, la cohesión y el peso específico de los materiales transportados; la rugosidad del canal; las obstrucciones de la corriente y la capacidad de los materiales para moverse.

Lo antes citado, permite afirmar que, en Mecánica de Fluidos e Hidráulica, muchos problemas no pueden resolverse mediante la teoría o la referencia a datos empíricos. En la práctica, un diseño apropiado de estructuras hidráulicas se deduce utilizando un modelo bien definido como un sistema que opera en forma similar a otros sistemas y el cual suministra una predicción acertada de las características de estos.

Al respecto, el investigador Chanson (2004), afirma que, en Hidráulica, se utilizan muy a menudo dos tipos de modelos: Modelos numéricos o computacionales y modelos físicos. Los modelos numéricos son programas de computador que resuelven las ecuaciones básicas de la mecánica de fluidos; por ejemplo, la integración numérica de la ecuación de remanso para predecir el perfil longitudinal de la superficie libre de un flujo gradualmente variado en un canal abierto. Sin embargo, su aplicación está restringida a situaciones de flujo y condiciones de

frontera simples para las cuales las ecuaciones básicas puedan integrarse de forma numérica y tengan significado. La calibración y la validación de modelos computacionales es en extremo difícil, y la mayoría de los modelos de computador es aplicable solo en rango muy específico de condiciones de flujo y condiciones de frontera. Con mayor frecuencia, se deben utilizar los modelos físicos, incluyendo casos para la validación de modelos computacionales.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Teorema de Transporte de Reynolds

La mayoría de los principios de la mecánica de fluidos se adoptan de la mecánica de los sólidos, en donde las leyes físicas que se refieren a las razones de cambio respecto del tiempo de propiedades extensivas se expresan para sistemas.

En la mecánica de fluidos, con frecuencia es más conveniente trabajar con volúmenes de control y, por lo tanto, surge la necesidad de relacionar los cambios en un volumen de control con los cambios en un sistema. La relación entre las razones de cambio respecto del tiempo de una propiedad extensiva para un sistema y para un volumen de control se expresa por el teorema del transporte de Reynolds (RTT, Reynolds transport theorem), el cual proporciona el vínculo entre los enfoques de sistema y de volumen de control. El RTT recibe ese nombre en honor al ingeniero inglés Osborne Reynolds (1842-1912), quien realizó un gran esfuerzo por avanzar su aplicación en la mecánica de fluidos. La forma general del teorema del transporte de Reynolds se puede deducir cuando se considera un sistema con una forma e interacciones arbitrarias, pero la deducción es bastante complicada. Para captar el significado fundamental del teorema, primero se le deduce de manera directa, usando una configuración geométrica sencilla y, a continuación, generalizando los resultados. (White, 2004).

2.2.2. Teorema de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli es una ecuación aproximada que sólo es válida en regiones no viscosas del flujo, donde las fuerzas viscosas netas son

despreciablemente pequeñas en comparación con las fuerzas de inercia, gravitacionales y de presión.

La aproximación clave en la deducción de la ecuación de Bernoulli es que los efectos viscosos son despreciablemente pequeños en comparación con los efectos de inercia, gravitacionales y de la presión. Por lo que para un flujo estacionario e incompresible la energía total a lo largo de una línea de corriente es constante. (Cengel & Cimbala, 2006).

2.2.3. Principio de la cantidad de Movimiento

El producto de la masa y de la velocidad de un cuerpo se llama momento lineal o cantidad de movimiento del cuerpo, y la cantidad de movimiento de un cuerpo rígido de masa m que se mueve con una velocidad “ V ” es “ mV ”. La segunda ley de Newton afirma que la aceleración de un cuerpo es proporcional a la fuerza neta que actúa sobre él e inversamente proporcional a su masa, y que la razón de cambio de la cantidad de movimiento de un cuerpo es igual a la fuerza neta que actúa sobre ese cuerpo. Por lo tanto, la cantidad de movimiento de un sistema permanece constante cuando la fuerza neta que actúa sobre él es cero, y donde se conserva la cantidad de movimiento de esos sistemas. Esto se conoce como el principio de la conservación de la cantidad de movimiento. (Cengel & Cimbala, 2006).

2.2.4. Análisis dimensional

El análisis dimensional es un método que permite reducir el número y complejidad de las variables que intervienen en la descripción de un fenómeno físico dado, para lo que se utilizan una serie de técnicas.

Si un fenómeno depende de n variables dimensionales, el análisis dimensional reduce el problema a sólo k variables adimensionales, donde la reducción es $n - k = 1, 2, 3$ o 4 , dependiendo de la complejidad del problema. Generalmente $(n-k)$ es igual al número de dimensiones independientes (a veces llamadas dimensiones básicas, primarias o fundamentales) que aparecen en el problema. En Mecánica de Fluidos, las cuatro dimensiones básicas se toman generalmente como la masa M , la longitud L , el tiempo T y la temperatura (letra teta griega mayúscula), en resumen un sistema MLT . Algunas veces se utiliza el sistema FLT , con la fuerza F reemplazando a la masa M .

La ventaja del análisis dimensional es que proporciona las leyes de escala que pueden convertir los datos obtenidos sobre un pequeño modelo en información para el diseño de un prototipo grande. Cuando las leyes de escala son válidas, diremos que existe semejanza entre el modelo y el prototipo. (White, 2004)

2.2.5. Formación del lecho

Chanson (2004) reporta que la mayoría de las situaciones prácticas, los sedimentos se comportan como un material no cohesivo (por ejemplo, arena, grava) y el flujo del fluido puede distorsionar el lecho en diferentes formas como resultado de las fuerzas de arrastre que se ejercen sobre el flujo al igual que el movimiento de sedimentos inducido por él sobre los granos de sedimento, este proceso interactivo es bastante complejo. En una aproximación simple, los parámetros predominantes que afectan la forma del lecho son la pendiente de fondo del lecho, la profundidad y velocidad de flujo, el tamaño del sedimento y la velocidad de asentamiento de la partícula. A bajas velocidades, el lecho no se mueve, a medida que se incrementan las velocidades, se logra el arranque del movimiento del lecho y el sedimento de este empieza a moverse. Las formas básicas del lecho que pueden encontrarse son los rizos, las dunas, el lecho plano, las ondas estacionarias y las antidunas.

Tabla 1. Formas básicas de lecho en canales aluviales (clasificación por aumento de las velocidades de flujo).

| Forma del lecho | Flujo | Movimiento de la forma del lecho | Comentarios |
|---------------------|-------------------------------|----------------------------------|--|
| Lecho plano | Sin flujo ($0 < Fr < 1$) | NO | Sin movimiento de sedimentos. |
| Rizos | $Fr \ll 1$ | D/S | Formas tridimensionales. Observados también con flujos de aire. |
| Dunas | $Fr < 1$ | D/S | Formas tridimensionales. Pueden ser causadas también por vientos. |
| Lecho plano | $Fr \approx 1$ | NO | Observadas también con flujo de viento. |
| Ondas estacionarias | $Fr = 1$ | NO | Condiciones de flujo crítico. Ondas estacionarias del lecho en fase con ondas estacionarias de superficie libre. |
| Antidunas | $Fr > 1$ | NO | Flujo supercrítico con flujo en caída y resalto hidráulico aguas arriba de las crestas de las antidunas. |
| Rápidas | $Fr > 1$ | U/S | Antidunas muy activas. |
| Cuencos | $Fr > 1$ | -- | Cascadas o escalones causados por el lecho rocoso. |

Fuente: Chanson (2004).

2.2.6. Análisis Dimensional del movimiento de sedimentos en el lecho

En relación a lo anterior, el mismo investigador menciona que los parámetros relevantes para el análisis del umbral de transporte de sedimentos (condiciones de flujo y de frontera para las cuales el transporte de sedimento empieza a ocurrir), son: el esfuerzo

cortante del lecho τ_o , la densidad del sedimento ρ_s , la densidad del fluido ρ , el diámetro del grano d_s , la aceleración de la gravedad g , la viscosidad del fluido μ .

$$f_1(\tau_o, \dots, \rho_s, \rho, g, d_s) = 0 \quad \dots\dots\dots (01)$$

En términos adimensionales, se obtiene:

$$f_2\left(\frac{\tau_o}{\rho g d_s}; \dots; \frac{d_s \sqrt{\dots \tau_o}}{\dots}\right) = 0 \quad \dots\dots\dots (02)$$

Además, indica que experimentalmente, el movimiento de partículas ocurre cuando los momentos de fuerzas desestabilizantes (es decir arrastre, sustentación, flotación), con respecto al punto de contacto, se vuelven mayores que el momento estabilizante de la fuerza del peso. La condición resultante es una función del ángulo de reposo. Observaciones experimentales destacan la importancia del parámetro de estabilidad F_s , definido como:

$$F_s = \frac{\tau}{\dots (S-1) g D_s} \quad \dots\dots\dots (03)$$

Se puede definir como el valor crítico del parámetro de estabilidad en el umbral de movimiento del lecho.

Shields (1936) demostró que F_s es ante todo una función del número de Reynolds de corte de la partícula del sedimento R^* .

Según Martínez (2001), Shields presenta sus resultados obtenidos experimentalmente y es Hunter, quien propone la línea de separación entre la zona de movimiento y la de lecho fijo. El diagrama de Shields (figura N° 1), limita la zona del inicio de la erosión en función de los parámetros:

$$R^* = \frac{U^* \cdot D_s}{\epsilon} \quad \dots\dots\dots (04)$$

Dónde: R^* : Número de Reynolds de la partícula del sedimento.

U^* : Velocidad al cortante (cm/s).

D_s : Diámetro medio de las partículas del sedimento (cm).

ν : Viscosidad cinemática del fluido (cm²/s).

$$F_s = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D_s} \dots\dots\dots (05)$$

Siendo: $\tau = \dots U^2 *$ \wedge $U^* = \sqrt{g.R.S}$ $\dots\dots\dots (06)$

Dónde: F_s : Cortante adimensional.

γ_s, γ : Pesos específicos de la partícula y del agua (gr/cm³).

S : Pendiente hidráulica (cm/cm).

τ : Esfuerzo cortante crítico (gr/cm²).

R : Tirante normal (Y_n) pada canales anchos (cm).

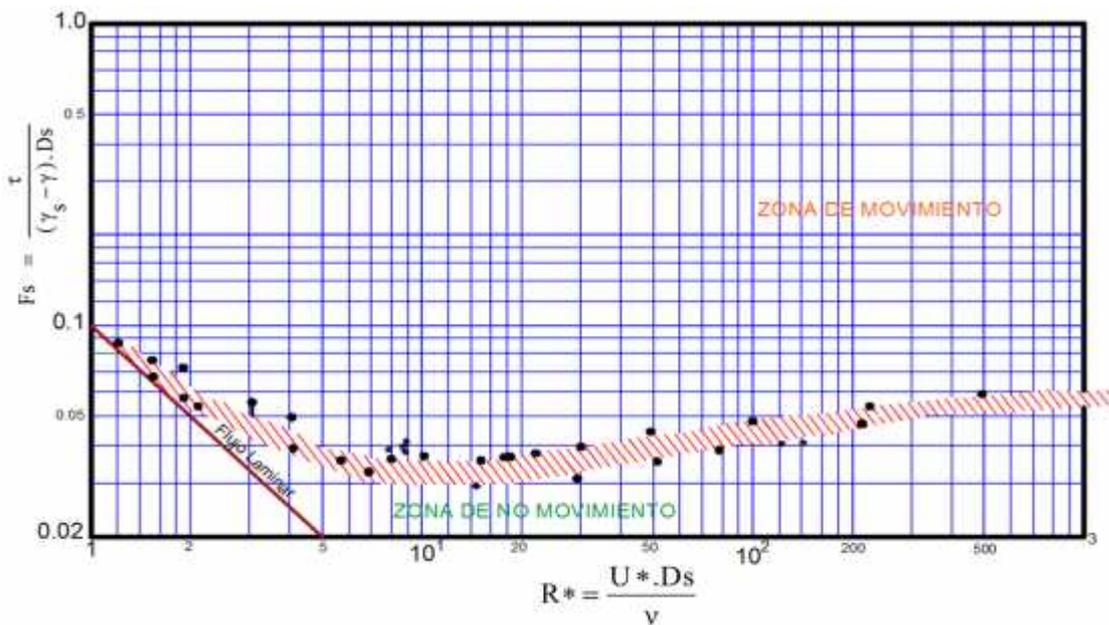


Figura 1. Diagrama de Shields.

Fuente: Shields (1936)

Maza y Springall (1968), presentan el diagrama de Shields, separando las formas del lecho.

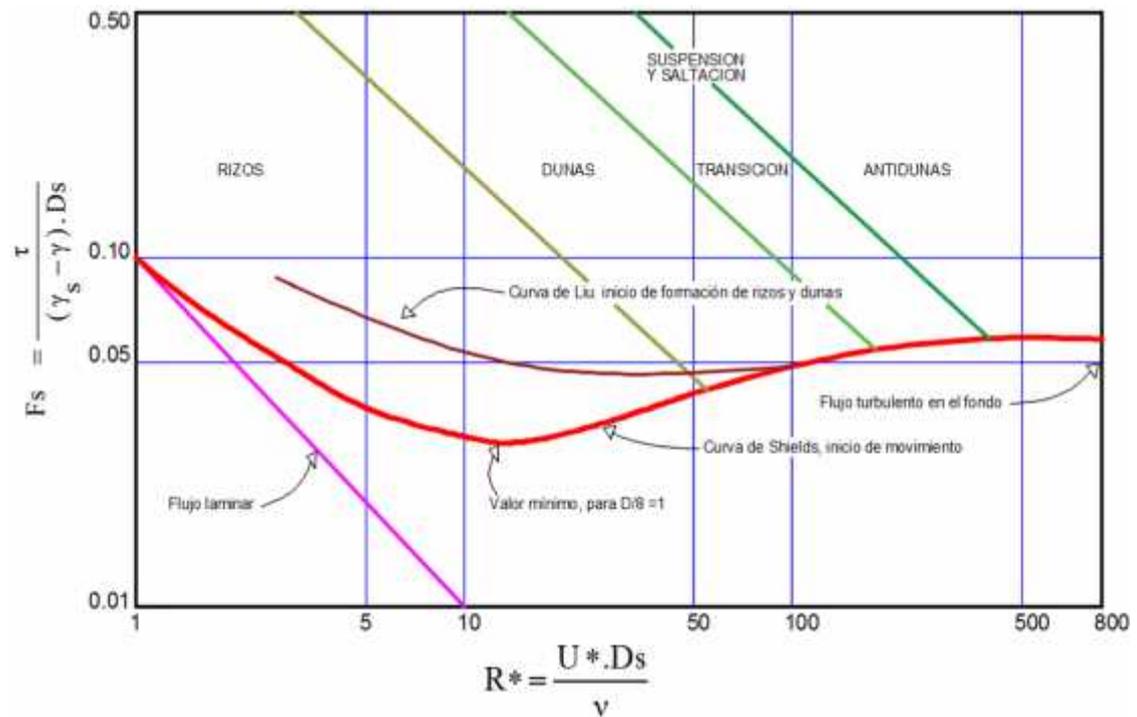


Figura 2. Diagrama de Shields con formas de lecho.

Fuente: Maza y Springall (1968)

Martínez (2001), menciona que Yalin & Karahan (1979), ensayan la zona baja del diagrama de Shields, recogen gran número de ensayos y publican una propuesta de diagrama de Shields modificado figura N° 3 En dicho diagrama se observa que en la curva de separación del movimiento más baja el valor asintótico pasa a valores de 0.45 (Fr) alcanzándose dicho valor para $R^* > 70$. En donde el número de Reynolds ya no tiene incidencia en el movimiento.

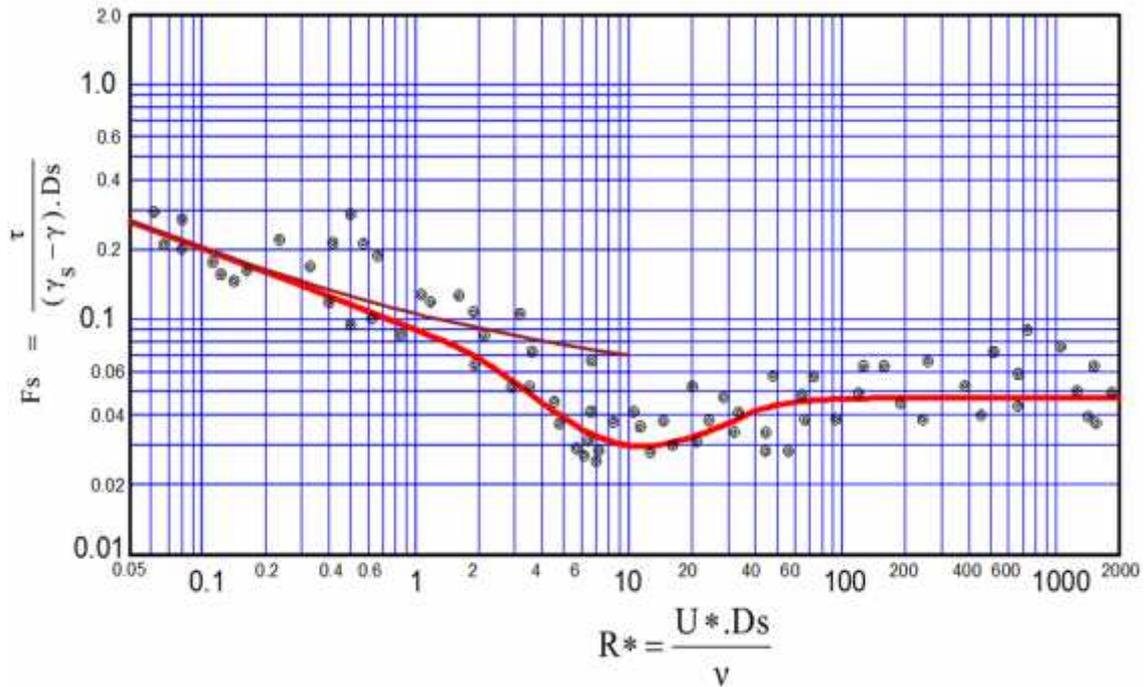


Figura 3. Diagrama de Shields modificado por Yalin y Karahan.

Fuente: Martínez (2001).

2.2.7. Contracción del cauce del río

Rocha (1998) Indica que muchas veces, por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. Esto ocurre cuando se ha dejado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del río. Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento siempre determina una disminución del ancho de la sección transversal, lo que implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente.

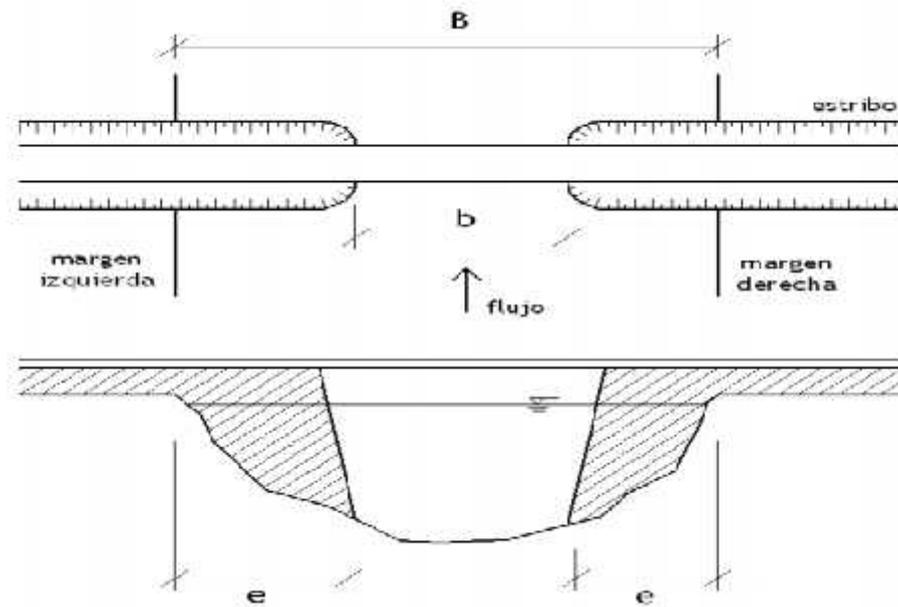


Figura 4. Contracción del cauce por presencia de estructura.

Fuente: Nácher (2012).

La construcción de estructuras de captación en ríos formados sobre material granular, con lecho móvil con laderas de topografía plana u ondulada, puede generar un doble problema si ésta no ha sido diseñada y emplazada correctamente, ya que tanto el ahorro económico en la etapa de construcción, así como el aparente genera en muchos de los casos (Rocha, 1998).

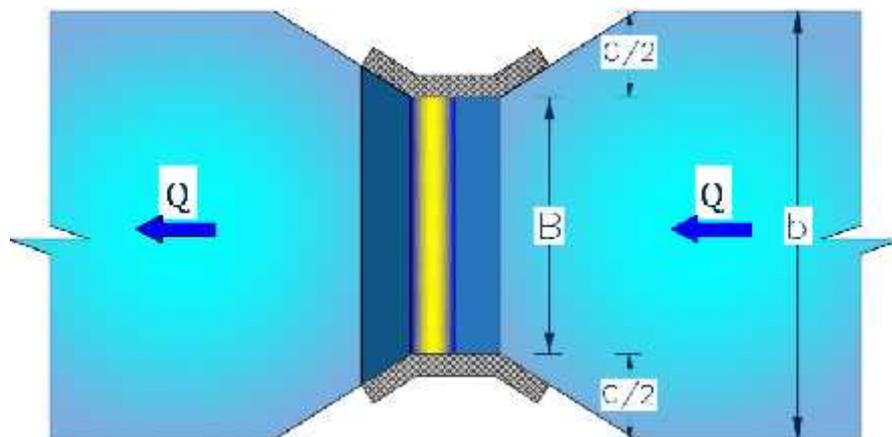


Figura 5. Contracción del cauce del río por presencia de estructura de captación.

Fuente: Vásquez (2016).

2.2.8. Porcentaje de contracción del cauce del río

Está determinado por la relación de estrechamiento que se genera al invadir el lecho del río con la estructura de captación, disminuyendo el ancho natural de flujo. Se determina dividiendo el ancho natural del río menos el ancho de la estructura de captación entre el ancho natural del río por 100 (Vásquez, 2016).

$$(\Delta\%) = \left(\frac{B-b}{B}\right) * 100 \dots\dots\dots (07)$$

Donde: (%) : Porcentaje de contracción del cauce.

b : Ancho natural del río (m).

B : Ancho de la estructura de captación (m).

2.2.9. Capacidad de descarga en vertedero de rebose en estructura de captación

El caudal por encima de un vertedero de rebose, puede calcularse mediante una ecuación similar a la de vertederos de pared delgada. Para vertederos diseñados de las formas WES, esta ecuación es: $Q = C.b.H_e^{3/2} \dots\dots\dots (08)$

Donde H_e es la altura de energía total sobre la cresta, incluida la altura de velocidad en el canal de aproximación. Pruebas en modelos sobre vertederos han demostrado que el efecto de la velocidad de aproximación es insignificante cuando h del vertedero es mayor que $1,33 H_d$, donde H_d es la altura de diseño excluida la altura de velocidad. (Chow, 1994).

2.2.10. Descarga de la estructura de captación

Nácher (2012), sobre la zona de salida del agua que al entrar a la estructura no es captada, indica que la práctica general para la protección de las estructuras frente a procesos erosivos consiste en la colocación de materiales capaces de resistir la acción

del flujo, tales como recubrimientos de escollera o losa de hormigón, en muchos casos estos elementos el entorno local de los elementos sub estructurales y se extienden a todo el lecho y se extienden a todo el lecho por debajo de la estructura.

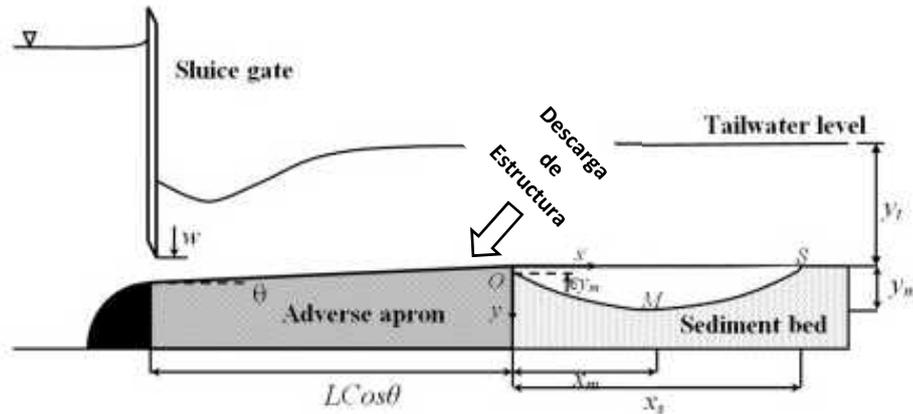


Figura 6. Descarga de estructura para modelamiento físico.

Fuente: Farhodi, & Shayan, (2014).

2.2.11. Erosión en el cauce por la corriente

Glenn et al. (1990) la define como la pérdida del suelo de las márgenes o en el transporte a lo largo del canal; pues la erosión del cauce se registra en las márgenes de tramos más bajos de los tributarios, aguas arriba y en las corrientes que tienen casi siempre flujo continuo y pendientes mínimas, mientras que el transporte a lo largo del canal se ajusta a corrientes intermitentes cercanas a los tributarios, aguas arriba. Las márgenes de las corrientes se desgastan, ya sea por el escurrimiento que fluye sobre las orillas o, bien, por la acción abrasiva del agua y la socavación de la misma. La erosión de las orillas es menos severa que la abrasión del agua, pero se aumenta con frecuencia si se elimina la vegetación por el pastoreo excesivo o por labrar la tierra demasiado cerca de los bordes. La acción abrasiva del agua está afectada por la velocidad y la dirección de la corriente, la profundidad y la anchura del canal, y por la textura del suelo. La formación de

meandros aumenta por la alineación inadecuada y por la presencia de obstrucciones, como los bancos de arena, y es la causa principal de la erosión de las márgenes.

Las variables que afectan el movimiento de los sedimentos son la velocidad del flujo; la turbulencia; la distribución de tamaños, el diámetro, la cohesión y el peso específico de los materiales transportados; la rugosidad del canal; las obstrucciones de la corriente y la capacidad de los materiales para moverse (Glenn et al, 1990).

2.2.12. Socavación

La socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración, y se debe a una perturbación del flujo. Socavar significa “excavar por debajo de alguna cosa, dejándola en falso” (Rocha, 1998).

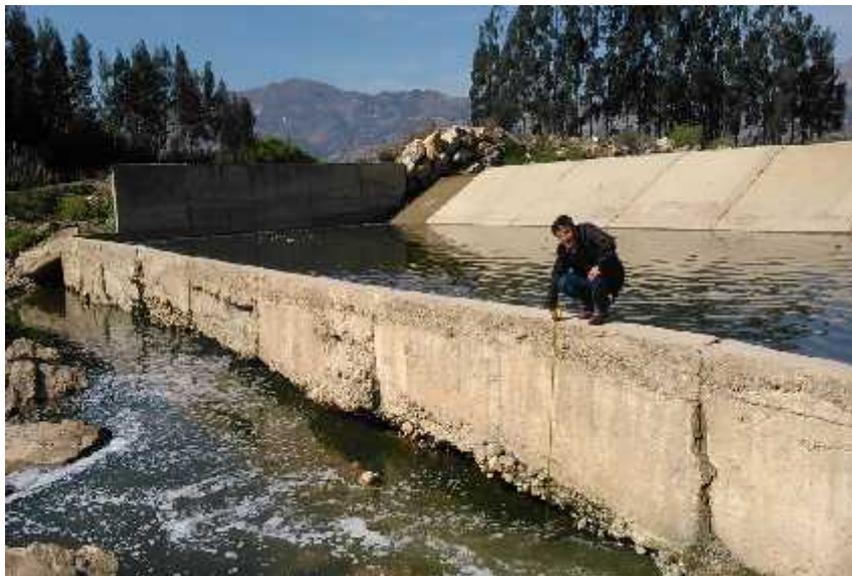


Figura 7. Socavación en estructura de captación Huayrapongo, en río Cajamarquino.

Fuente: Vásquez (2016).

El proceso de socavación para estructuras de captación en ríos de alta montaña con pendiente suaves y lechos con materiales granulares no cohesivos está influenciado por

la magnitud de las descargas naturales generadas por las precipitaciones, las cuales por naturaleza son de baja intensidad al inicio, aumentando dicha intensidad con el tiempo de duración de éstas. En tal sentido el proceso de socavación se da en el tiempo para gastos elevados que generan un flujo turbulento (resalto hidráulico), el cuál muchas veces se genera en la poza disipadora de energía en su condición de resalto retirado, llegando éste hasta el lecho del río en la descarga de la estructura generando una socavación local profunda. (Vásquez, 2016).

2.2.13. Socavación por contracción

Existen muchas investigaciones orientadas a la determinación de la profundidad de socavación en cauces de ríos, pero la gran mayoría para condiciones naturales de estrechamiento de cauce, otras por presencia de estructuras de puentes emplazados dentro del cauce natural (Nácher, 2012).

La erosión por contracción puede producirse tanto en condiciones de aguas claras como en condiciones de lecho vivo, y está directamente relacionada con el grado de estrechamiento o relación de contracción en la sección transversal del cauce. Mientras que la socavación se presenta en el entorno del elemento inserto en el cauce, la erosión por contracción se produce a lo largo de toda la sección transversal, presentándose diferentes profundidades de socavación en el sentido longitudinal del flujo. Además, puede extenderse una mayor distancia aguas abajo de la estructura, provocando una afección a la cimentación de la misma de igual o mayor entidad que la erosión local.

Cuando la erosión por contracción se produce en condiciones de lecho vivo pueden producirse sucesivas extracciones y rellenos de material dentro de la fosa de socavación, fluctuando en torno a una profundidad de equilibrio. Este valor de profundidad de socavación es similar a la que se alcanzaría en condiciones de aguas claras, aunque es,

en general, menor. Cuando existe transporte de sedimentos en los cauces, durante la etapa final del paso de la avenida (recesión) la fosa de socavación puede rellenarse con el material que empieza a depositarse, lo que puede disimular la profundidad realmente alcanzada (Nácher, 2012).

2.2.14. Modelación en hidráulica

Para los ingenieros de diseño es esencial predecir en forma exacta el comportamiento de las estructuras hidráulicas bajo las condiciones de diseño (por ejemplo, la capacidad máxima de descarga), las condiciones de operación y las situaciones de emergencia (por ejemplo, la crecida máxima para un vertedero). Durante las etapas de diseño, los ingenieros necesitan una “herramienta” de predicción confiable para comparar los comportamientos de diferentes opciones de diseño (Chanson, 2004).

En mecánica de fluidos e hidráulica, muchos problemas no pueden resolverse mediante la teoría o la referencia a datos empíricos. En la práctica, un diseño apropiado de estructuras hidráulicas se deduce utilizando un modelo bien definido como un sistema que opera en forma similar a otros sistemas y el cual suministra una predicción acertada de las características de estos (Chanson, 2004).

En Hidráulica, se utilizan muy a menudo dos tipos de modelos: modelos computacionales y modelos físicos. Los modelos numéricos son programas de computador que resuelven las ecuaciones básicas de la mecánica de fluidos: por ejemplo, la integración numérica de la ecuación de remanso para predecir el perfil longitudinal de la superficie libre de un flujo gradualmente variado en un canal abierto. Sin embargo, su aplicación está restringida a situaciones de flujo y condiciones de frontera simples para las cuales las ecuaciones básicas puedan integrarse de forma numérica y tengan significado. La calibración y la validación de modelos

computacionales es en extremo difícil, y la mayoría de los modelos de computador es aplicable solo en rango muy específico de condiciones de flujo y condiciones de frontera. Con mayor frecuencia, se debe utilizar los modelos físicos, incluyendo casos para la validación de modelos computacionales (Chanson, 2004).

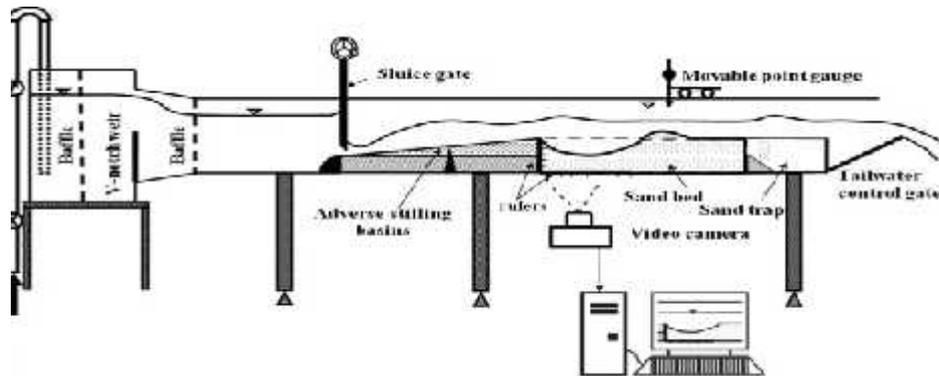


Figura 8. Modelamiento Hidráulico – medición y calibración.

Fuente: Farhoudi & Shayan (2014).

El proceso de erosión se torna variable en el tiempo y espacio, por lo que se hace difícil identificar y medir la variación y secuencia del fenómeno de socavación en el entorno de la estructura, por ello la manipulación de variables es recomendable hacerlo en laboratorio.

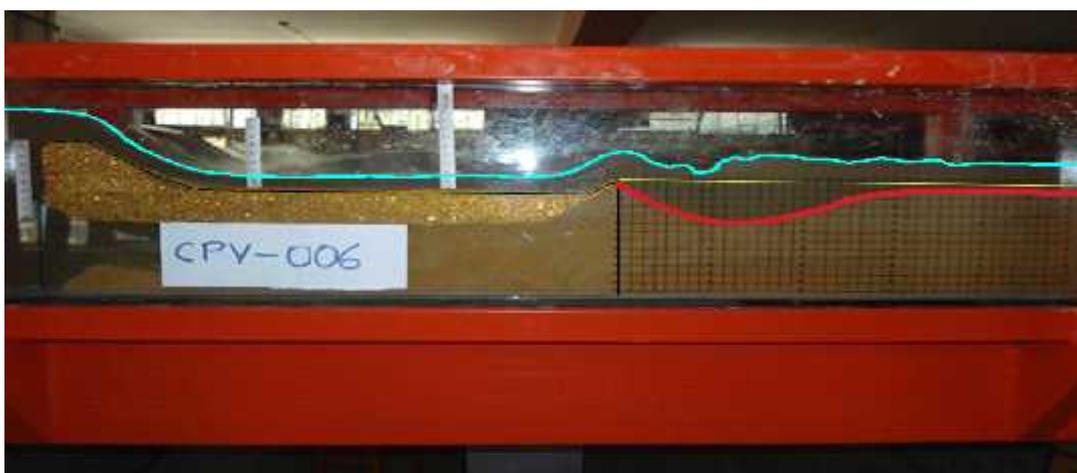


Figura 9. Modelamiento Hidráulico de laboratorio – erosión y socavación en estructura.

Fuente: Vásquez (2016).

2.2.15. Modelos físicos reducidos

El uso de modelos físicos a escala reducida, llamados simplemente modelos hidráulicos, implica que estos deben ser semejantes al prototipo, para lo cual debe satisfacerse las leyes de similitud Geométrica, Cinemática y dinámica, que en conjunto relacionan las magnitudes físicas homólogas definidas entre ambos sistemas, el prototipo **Ap** y el modelo **Am**.

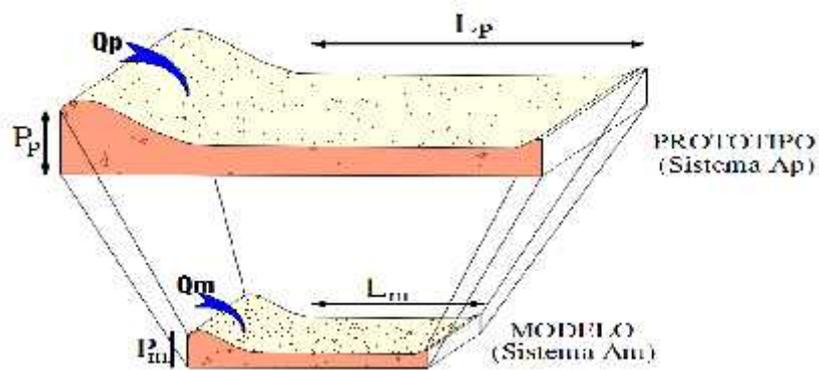


Figura 10. Modelo Prototipo – Estructura de captación.

Fuente: Vásquez (2016).

...Cuando la comparación de los sistemas Ap y Am es con respecto a un movimiento, se establece entonces la similitud cinemática, y que se cumple cuando la forma de los patrones de flujo homólogos son iguales en cualquier tiempo, es decir, hay similitud de movimiento de los dos sistemas; por lo que la relación de velocidades de puntos homólogos debe ser constante. El movimiento del fluido en el modelo y el prototipo, para que sea similar en forma completa, no es suficiente que cumpla con las similitudes, geométrica y cinemática, también es necesario tomar en consideración la acción de fuerzas sobre las partículas del fluido, tales como fricción (F_t), tensión superficial (F_s), de gravedad o peso (F_g), de inercia (F_i), de coriolis (F_c), etc. Lo anterior implica que el polígono de fuerzas actúa sobre puntos homólogos debe ser geoméricamente similar,

lo que a su vez manifiesta que la relación de fuerzas homólogas sea un factor constante en todo el sistema (Vergara, 1995).

Según Ettema (2000), para que se cumpla la completa similitud entre modelo y prototipo se requiere la satisfacción de las siguientes condiciones:

a. Similitud geométrica, por lo que la relación de todos homóloga (geoméricamente equivalentes) dimensiones de longitud son iguales y donde sólo similitud en forma está involucrada.

El parámetro principal de semejanza geométrica es la relación de longitud

$$Lr = \frac{Lp}{Lm} \dots\dots\dots (09)$$

Donde: Lr: Relación de longitudes, que debe ser constante para todas las partes del modelo y prototipo.

Como consecuencia de semejanza geométrica, debe cumplirse:

$$Ar = Lr^2 \dots\dots\dots (10)$$

$$Vr = Lr^3 \dots\dots\dots (11)$$

Donde: Ar: Relación de áreas.

Vr: Relación de volúmenes.

b. Similitud cinemática, con lo cual, en los puntos geoméricamente homólogos en el modelo y el prototipo, velocidades y aceleraciones están en una constante proporción.

Para semejanza cinemática, la relación de velocidad, v_r , y la relación de aceleraciones, a_r debe ser constante en todos los puntos homólogos del modelo y del prototipo:

$$v_r = \frac{Lr}{Tr} \dots\dots\dots (12)$$

$$a_r = \frac{vr}{Tr} = \frac{Lr}{Tr^2} \dots\dots\dots (13)$$

En el que la relación de tiempo, Tr, es:

$$Tr = \frac{Tp}{Tm} = Lr^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (14)$$

c. Semejanza dinámica, la similitud dinámica consiste en la relación de fuerzas **Fr** que surgen en el modelado debido a una variedad de fenómenos físicos:

Utilizando la segunda ley de Newton, se relaciona la fuerza de inercia con la masa **M**, y la aceleración **a**, expresado en forma de relación:

$$Fr = Mr.ar \dots\dots\dots (15)$$

La relación se puede escribir de la siguiente forma:

$$Fr = ...r.Lr^2.vr^2 \dots\dots\dots (16)$$

d. Semejanza sedimentológica, fundamentada básicamente las condiciones de flujo de las aguas en el cauce y su interrelación con los sedimentos del lecho móvil, específicamente en la investigación para cauces no cohesivos, no se considera efecto de vegetación u otros obstáculos que genere resistencia al flujo. La similitud, se fundamenta en el equilibrio de una partícula en el lecho, la cual debe ser semejante a la que será utilizada en laboratorio.

Yalin & Karahan, citados en Martínez (2001), ensayaron la zona baja del diagrama de Shields, haciendo la observación que en la curva de separación del movimiento baja más el valor asintótico pasando a valores de 0,45 (Fr_s) alcanzándose dicho valor para R*>70. En donde el número de Reynolds ya no tiene incidencia en el movimiento.

Para Fuentes (2002), el número de Reynolds pierde su influencia si sus valores son muy grandes. En este caso, esto ocurre para un valor $R^* \geq 70$ (Yalin, 1971), Por lo que se obviaría la similitud de Reynolds; a este tipo de modelos se los conoce con el nombre de modelos Eulerianos a gran número de Reynolds.

Los investigadores Bogardi (1959), Henderson (1966) y Raudkivi (1976), citados en French (1993), han aseverado que el requisito de que F_s y R^* tengan exactamente el mismo valor en el modelo y prototipo puede y debe relajarse un poco, cuando $R^* \geq 100$ ya que el flujo alrededor de los granos es totalmente turbulento por tanto no es necesario que se cumpla $R^*_m = R^*_p$.

Maza y Springall (1968) indican que para que exista similitud entre modelo y prototipo, en cuanto al número de Reynolds no se puede conseguir la similitud numérica, por lo que para la similitud debería cumplirse que ambos puntos caigan en el mismo tipo de fondo para el diagrama de Shields.

2.2.16. Selección de escalas

En la selección de escalas es recomendable tomar en consideración que, durante la operación del modelo, el efecto de escala sea lo más reducido posible.

Es así que Vergara (1995) recomienda un rango para las escalas lineales comunes en modelos hidráulicos reducidos para EROSION LOCAL POR CORRIENTES las cuales están entre los rangos de 1:20 a 1:60 y además recomienda un modelamiento de fondo móvil sin distorsión.

2.2.17. Elementos hidráulicos en estructura de captación

En una estructura de captación, al realizar la contracción del cauce natural, los elementos hidráulicos que intervienen son: la carga hidráulica “H”, los tirantes conjugados menor

y mayor “ Y_1 ” y “ Y_2 ”, tirante normal “ Y_n ”, la pendiente del río “ S ” y la profundidad de socavación “ Y_s ”, densidades del agua y el sedimento ρ y ρ_s . (Vásquez, 2016).

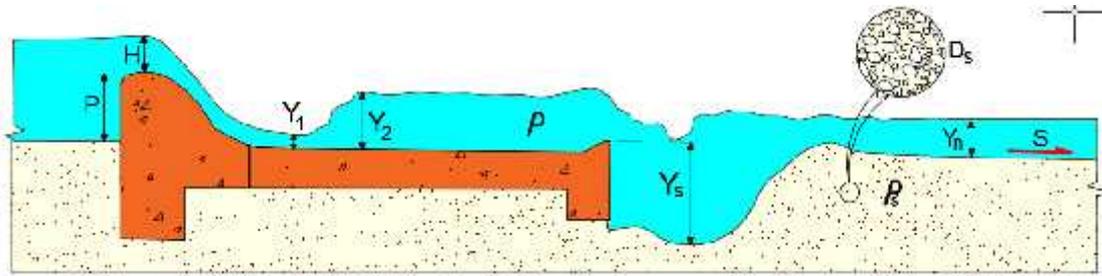


Figura 11. Elementos intervinientes en la descarga de una estructura de captación

Fuente: Vásquez (2016).

2.2.18. Confiabilidad

Gamarra (2008), indica que la confiabilidad de un instrumento de medición se refiere al grado de precisión o exactitud de la medida..., se utilizan fórmulas que producen coeficientes de confiabilidad. Estos coeficientes pueden oscilar entre 0 y 1.

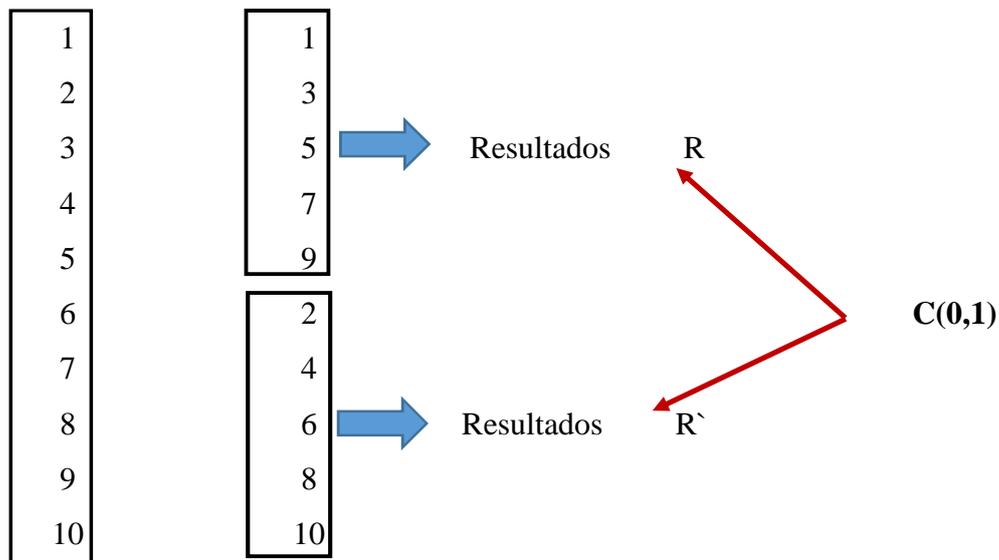
Tabla 2. Interpretación del coeficiente de confiabilidad.

| INTERPRETACION DE UN COEFICIENTE DE CONFIABILIDAD | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|---|
| Muy baja | Baja | Regular | Aceptable | Elevada |
| 0 | 0,01 a 0,49 | 0,50 a 0,59 | 0,60 a 0,89 | 0,90 a 1,00 |
| 0% de confiabilidad en la medición (la medición está contaminada de error) | | | | 100% de confiabilidad en la medición (no hay error) |

Fuente: Gamarra (2008).

2.2.19. Método de mitades partidas (Split.halves). La mayoría de los procedimientos requiere cuando menos dos administraciones de la medición en el mismo grupo de individuos. En cambio, el método de mitades partidas requiere solo una aplicación de la medición. Si el instrumento es confiable, las puntuaciones de ambas mitades deben estar fuertemente correlacionadas (Gamarra, 2008).

| ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO DE MITADES PARTIDAS | | | |
|---|---------------------------------|---|--|
| El instrumento de medición se aplica a un grupo | El instrumento se divide en dos | Cada mitad se califica independientemente | Se correlacionan las mitades y se determina la confiabilidad |



Al dividir los ítems se emparejan en contenido y dificultad.

Figura 12. Proceso para análisis de confiabilidad de datos.

Fuente: Gamarra (2008).

2.2.20. Confiabilidad división de dos mitades (Spearman - Brown). Este coeficiente de confiabilidad está expresado en función del coeficiente de correlación de las dos partes y se expresa como:

$$r_{tt} = \frac{2r_{hh}}{1 + r_{hh}} \dots\dots\dots (17)$$

Donde: r_{tt} : Coeficiente de confiabilidad de las mitades.

r_{hh} : Coeficiente de correlación entre las dos mitades.

2.3. Definición de términos básicos

- **Formas de lecho fluvial:** Son las irregularidades del fondo de un cauce erosionable de tamaño mayor que el de las partículas que lo constituyen (Martínez, 2001).
- **Escorrentía superficial:** Es el flujo sobre el terreno, ya sea en forma de láminas o en cauces bien definidos (Dal Ré, 2003).
- **Resalto hidráulico:** Transición de movimiento rápido (flujo supercrítico) a movimiento lento (flujo suscritico) (Chanson, 2004).
- **Fluvial:** Término utilizado en la geografía y en ciencias de la Tierra para referirse a los procesos asociados a los ríos, arroyos, a los depósitos y relieves creados por ellos (Martínez, 2001)
- **Estado de Flujo:** Es el comportamiento del flujo en canales abiertos gobernados básicamente por los efectos de gravedad y viscosidad en relación con las fuerzas inerciales del flujo (Chow, 1994).
- **Modelos físicos Hidráulicos:** Son estructuras hidráulicas similares a los prototipos que constituyen una reproducción de ellos, con una adecuada relación de escala modelo prototipo (Martínez, 2001).
- **Análisis dimensional:** Técnica de organización utilizada para reducir la complejidad de un estudio, mediante la expresión de los parámetros relevantes en términos de magnitudes numéricas y sus unidades asociada, y agrupándolos en números adimensionales (Chanson, 2004).
- **Presa derivadora:** Estructura construida perpendicular al lecho de un río para desviar el agua hacia un canal. Eleva el nivel de agua aguas arriba en el

río, pero no proporciona ningún almacenamiento volumétrico importante (French, 1993).

- **Cimentación flotante:** Cimentación de la estructura de captación apoyada directamente sobre el material conformante del lecho del río (arena y grava) (Chow, 1994).
- **Lechos móviles:** Aquellos con un caudal tal que son capaces de mover, con frecuencia, los depósitos de rocas y arenas que contiene el río (Martínez, 2001).
- **Canales abiertos:** Un canal abierto es una vía de agua, canal o conducto en el cual un líquido fluye con una superficie libre (Chanson, 2004).
- **Hidrograma:** Representación gráfica en coordenadas rectangulares de la variación del caudal en relación con el tiempo en un determinado punto del sistema de drenaje (Dal Ré, 2003).
- **Capacidad de transporte de sedimentos:** Habilidad de una corriente para transportar un volumen dado de material sedimentario por unidad de tiempo para unas condiciones de flujo dadas. Es el potencial de transporte de sedimento de un río (Martínez, 2001).
- **Carga de lecho:** material de sedimentos transportado por movimientos de rodado, deslizamiento y salto a lo largo del lecho (Chanson, 2004).
- **Modelo:** Es una representación simplificada de la realidad, que se elabora para facilitar su comprensión y estudio (Vergara, 1995).
- **Aguas Claras:** Cuando durante el flujo no existe transporte generalizado de sedimentos. Tan sólo podría producirse erosión si el flujo encontrase un obstáculo, por lo que la única erosión considerada es la local (Martínez, 2001).

- **Piedra:** Es una sustancia mineral dura y compacta, es decir, de elevada consistencia. Las piedras de río, por lo tanto, son trozos de roca sueltos que las corrientes de agua trasladan por diversos medios (García y Maza, 1998).
- **Canto rodado:** Es una piedra que, a partir del impulso que le da el agua, rueda y se va alisando, adquiriendo una forma redondeada (García y Maza, 1998).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales:

La investigación requiere el uso de equipos de visualización de medición tanto en campo como en laboratorio:

- Vertederos de pared delgada, de pared gruesa.
- Correntómetro.
- Electrobombas de diámetros 2" y 3".
- Sedimentos no cohesivos de diferentes granulometrías y agua.
- Modelo físico reducido de estructuras de captación de agua en el valle de Cajamarca a escala 1:20 y 1:40.
- Canal de pruebas con pendiente variable en Laboratorio.

Software:

- ArcGis: La delimitación de la cuenca y el número de curva
- Hidroesta: Tratamiento estadístico de datos hidrológicos e hidráulicos
- HecRas e Iber: modelamiento de Rio y cálculo hidráulico.
- AutoCAD Civil 3D: Generación de levantamiento topográfico y generación de secciones.

3.2. Metodología:

3.2.1. Ubicación geográfica:

Localidad: Cuencas río Mashcón, Chonta y Cajamarquino

Distrito: Cajamarca.

Región: Cajamarca.

País: Perú.

El espacio geográfico ocupado por las Cuencas de los ríos Mashcón, Chonta y Cajamarquino, se encuentra comprendido entre las coordenadas UTM 770000 y 786000 Este y 9190000 y 92150000 Norte.

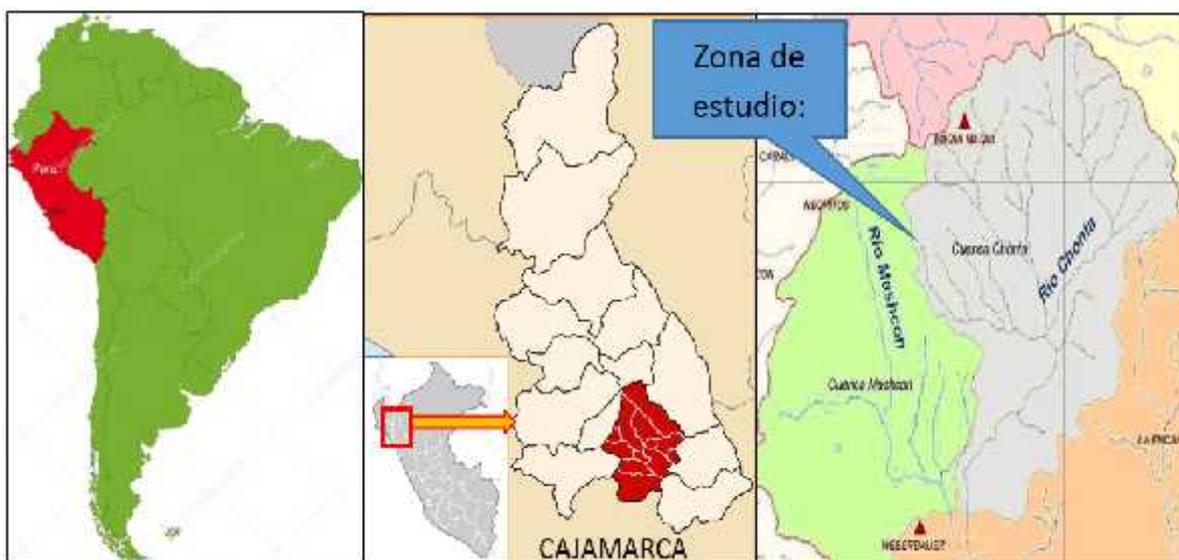


Figura 13. Plano de ubicación de cuencas en estudio. Fuente: ANA (2016).

3.2.2. Características del lugar:

Estas cuencas registran una precipitación promedio anual de 760 mm, temperatura promedio anual de 16 °C; con clima templado a frío, siendo los meses de mayor precipitación noviembre a mayo.

Los cauces de los ríos Mashcón, Chonta y Cajamarquino, sobre los cuales se han construido las estructuras de captación, hidrológicamente son jóvenes, con predominancia de fenómenos de fuerte erosión y descargas muy variables, según las épocas del año.

3.2.3. Etapas:

En función de los objetivos planteados y de acuerdo con las características de la investigación, se consideran las siguientes etapas:

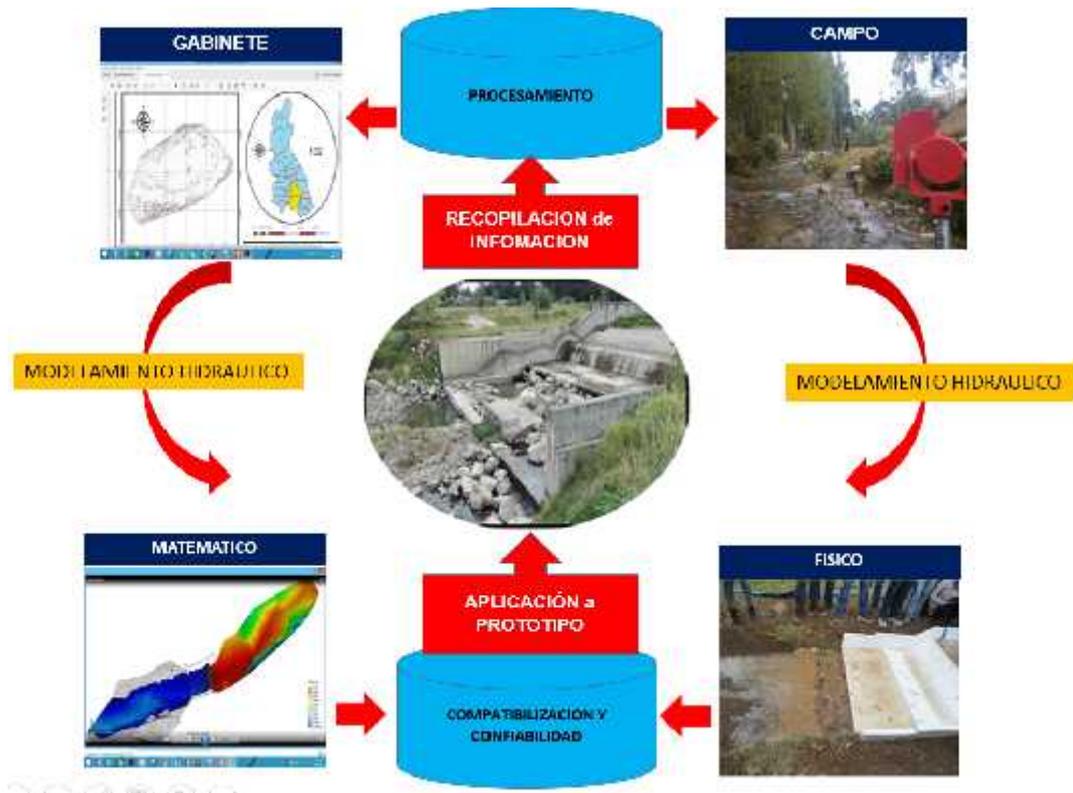


Figura 14. Etapas del proceso de investigación.

Primera etapa: Identificación de la zona de estudio; con visitas de campo en época de estiaje para tomar datos de socavación existente y luego en época de máximas avenidas para visualizar los tipos de flujo y fenómenos colaterales que pueden influenciar el fenómeno de erosión y/o socavación.

Segunda etapa: Levantamiento de Información geométrica, hidrométrica, Topográfica, Geológica, etc., mediante mediciones en campo (*in-situ*). La información geométrica y topográfica se la tomará en época de estiaje con una estación total, winchas y otros instrumentos; mientras que la información geológica se la obtendrá por observación, tomando como base la información regional existente de estudios anteriores; la información hidrométrica, se considera aquella que genera el máximo caudal que puede pasar por la sección donde está emplazado el azud.

Tercera etapa: Diseño experimental de campo y laboratorio. Para el diseño de los experimentos de campo, se utilizarán modelos físicos a escala apropiada según la disponibilidad del terreno. Posteriormente, con la información de campo y la teoría de modelamiento físico se procederá a realizar una calibración auxiliar en un modelo en campo a una escala grande para representar el fenómeno observado en campo con mayor precisión. Además, se considerará un grupo de control para descartar la influencia de variables no significativas en el experimento.

Cuarta etapa: Luego de la calibración del modelo con la información del modelamiento auxiliar se procede al tratamiento de la información en el grupo experimental, el tipo de modelamiento es multivariado de cuatro bloques con una matriz de combinaciones de $4*4*4$.

Quinta etapa: La información obtenida en formatos adecuados que servirá para representar los resultados en gráficos y esquemas, en el que se analizará su consistencia mediante procesos estadísticos.

Sexta etapa: Luego de sistematizada la información, se procederá a la determinación de las variables intervinientes, las cuales, aplicando la teoría de similitud geométrica, cinemática, dinámica y sedimentológica entre modelo y prototipo, se procede a la generalización para encontrar una metodología aplicable a la población en estudio.

3.3. Procesamiento y análisis de la información

Revisión y depuración de los datos obtenidos con el fin de detectar y eliminar en lo posible, los errores y omisiones que puedan presentarse. En la etapa de Modelamiento físico de la información obtenida, cumpliendo criterios de similitud

geométrica, cinemática y dinámica, se incluirá la similitud sedimentológica; así como la codificación, representación o traducción de la información con códigos o indicadores numéricos que faciliten la tabulación utilizando Excel 2013 o SPSS V-22,0 para Windows. Analizada la consistencia de la información obtenida se realizará la correspondiente representación gráfica para facilitar la siguiente fase de interpretación y explicación de los resultados. Luego se procederá a la compatibilización modelo prototipo y su generalización, utilizando análisis dimensional.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

PRIMERA ETAPA (IDENTIFICACION DE LA ZONA DE ESTUDIO PARAMETROS INTERVINIENTES):

Identificación y ubicación de estructuras de captación:

Esta etapa fue enfocada en investigar e identificar el área de estudio, se prosiguió a identificar la ubicación de cada una de las presas derivadoras en Google Earth, obteniendo así las coordenadas UTM. Posteriormente, se consolidó el formato para toma de datos en campo, teniendo en cuenta las medidas necesarias para hacer las comparaciones necesarias.

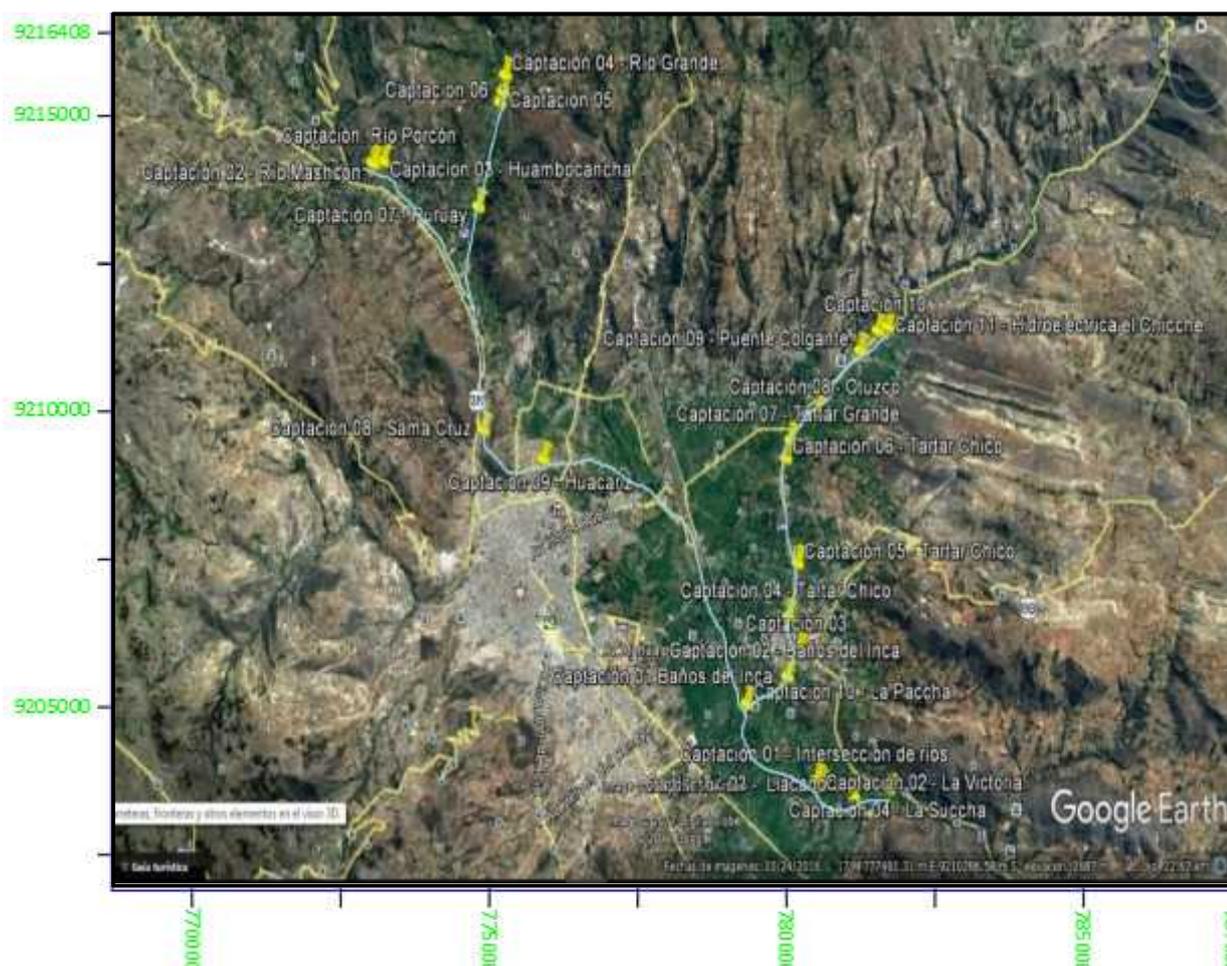


Figura 15. Ubicación de presas derivadoras (estructuras de captación) en ríos.

Fuente: Google Earth (2016).

Una vez ubicadas las captaciones en la imagen de Google (un total de 24 estructuras de captación), se lleva dicha información a un plano cartográfico de los ríos Chonta, Mashcón y Cajamarquino.

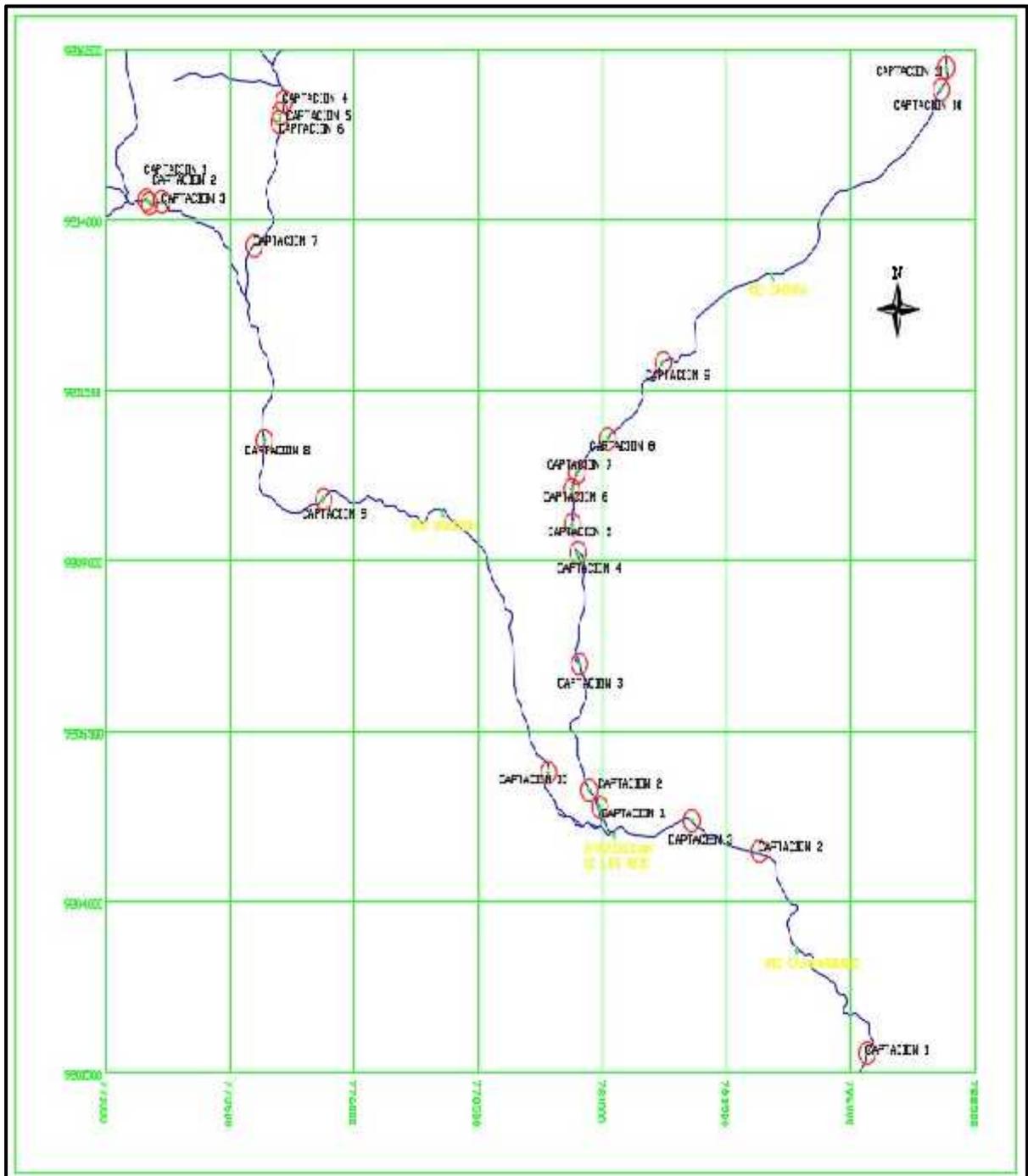


Figura 16. Emplazamiento de estructuras de captación en los ríos Chonta, Mahscón y Cajamarquino.

Para la Hidrogeología regional existente, se tomaron los resultados del informe final de "Plan de Gestión en las Cuencas de los Ríos Mashcón y Chonta, con énfasis en el afianzamiento hídrico en las sub cuencas Azufre, Paccha y Río Grande, de Chonta, Cajamarca, Perú" realizada por Nippon Koei (2010).

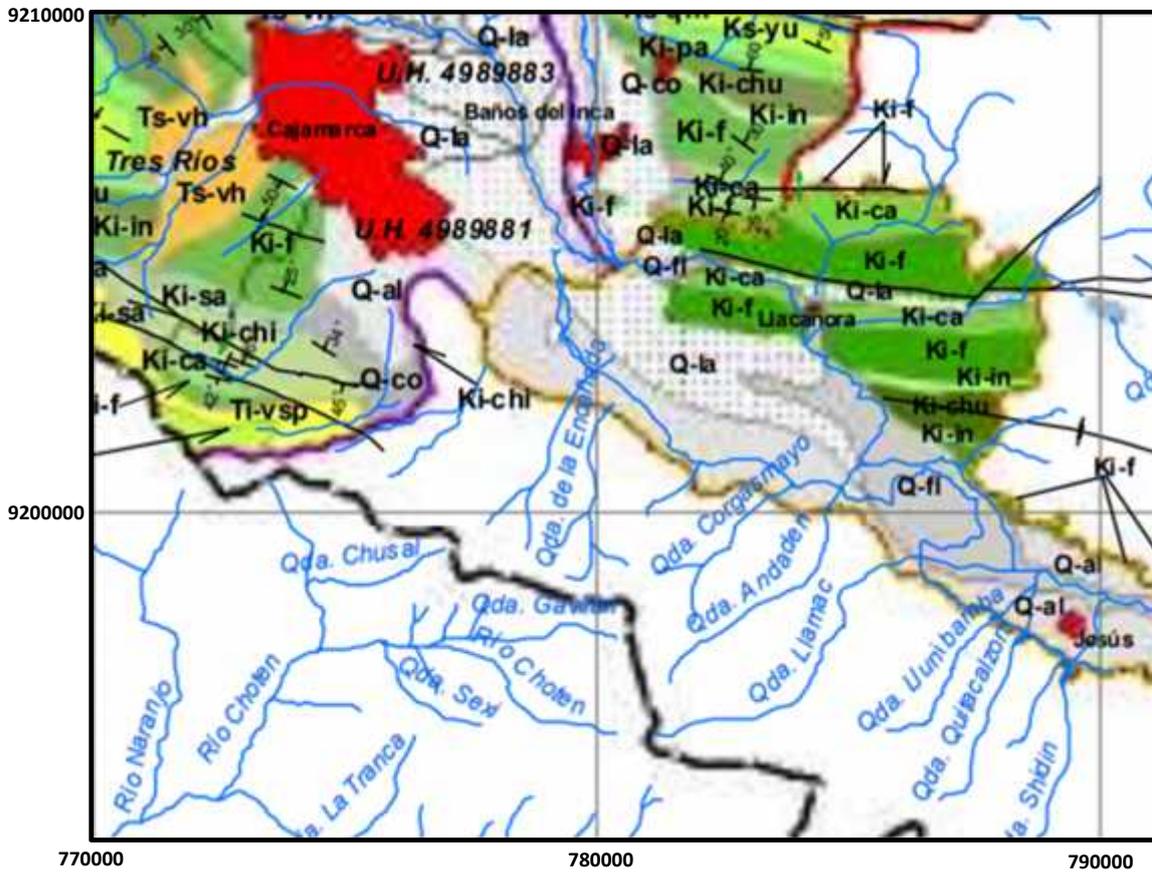


Figura 17. Geología Regional del ámbito de investigación.

Fuente: Nippon Koei (2010).

Las unidades litoestratigráficas donde se encuentran emplazadas todas las estructuras de captación, pertenecen a la era cenozoico, en el sistema cuaternario reciente (depósitos aluviales Q-al y fluviales Q- fl) conformados por bloques, cantos rodados y gravas redondeadas, heterométricos, en matriz arenosa a limo-arenosa. Notándose además en el área de estudio, la predominancia de la formación Farrat (Ki-f) compuesta por cuarcitas y areniscas blancas-grisáceas de grano fino a medio, estratificados en bancos gruesos y la formación Carhuaz (Ki-ca) compuesta por areniscas, cuarcitas y lutitas, estratificadas en capas medianas a delgadas (Nippon Koei, 2010).

Identificación de parámetros intervinientes:

Según su geometría:

Ancho del cauce del río (b)

Ancho de la estructura de captación (B)

Según características del agua y flujo

Densidad del Agua (ρ)

Viscosidad Cinemática ()

Viscosidad Dinámica (μ)

Tirante del Flujo (Y_n)

Aceleración de la gravedad (g)

Según características del cauce

Pendiente del Rio (S)

Diámetro representativo del sedimento (D_s)

Densidad del Material (ρ_s)

Profundidad de socavación (Y_s)

Tensión cortante (τ_0)

Velocidad crítica (V^*)

Asumiendo las variables siguientes como las que influyen en el fenómeno estudiado, se

tiene:

$$f\left(\tau_0, \rho, \rho_s, \mu, g, D_s, \frac{B}{b}, Y_s\right) = 0$$

Donde:

$$\tau_0 = \gamma \cdot Y_n \cdot S = \rho \cdot g \cdot Y_n \cdot S$$

Además:

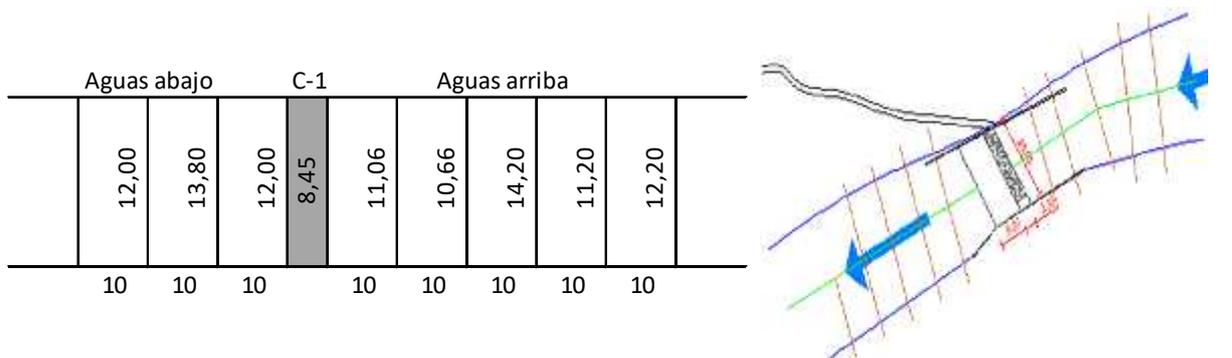
$$V^* = \sqrt{g \cdot Y_n \cdot S}$$

SEGUNDA ETAPA (LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN CAMPO):

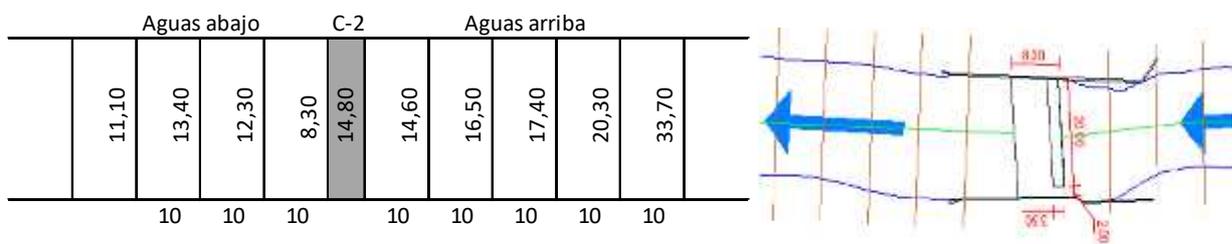
Contracción de cauce del río por estructura de captación:

Se midieron los anchos del río tanto aguas arriba como aguas debajo de las estructuras de captación, para identificar del total de estructuras cuantas al construir la estructura el cauce fue contraído y el porcentaje de dicha contracción, como se indica a continuación:

Tabla 3. Anchos del cauce del río cercanos a estructura de captación.



C-1: Estructura que contrae el cauce natural.



C-2: Estructura que no contrae el cauce natural.

Tabla 4. Número de estructuras identificadas con y sin contracción del cauce.

| Tipo de Estructura | RÍO | | | Total |
|--------------------|--------|---------|--------------|-------|
| | Chonta | Mashcón | Cajamarquino | |
| CON contracción | 7 | 5 | 2 | 14 |
| SIN contracción | 4 | 5 | 1 | 10 |
| TOTAL | 11 | 10 | 3 | 24 |

Por conveniencia se seleccionaron cuatro estructuras como muestra de las 14 estructuras que generan contracción del cauce; las que se fueron distribuidas de la siguiente manera: dos del río Chonta, una del río Mashcón y una del río Cajamarquino. Se encontró que el 58% de las estructuras fueron construidas con contracción de cauce que llegan en el orden del 50%.

Lecho no cohesivo:

Los porcentajes constituyentes de los sedimentos en el lecho de los ríos se determinaron en campo a través de calicatas, separando materiales según la clasificación siguiente:

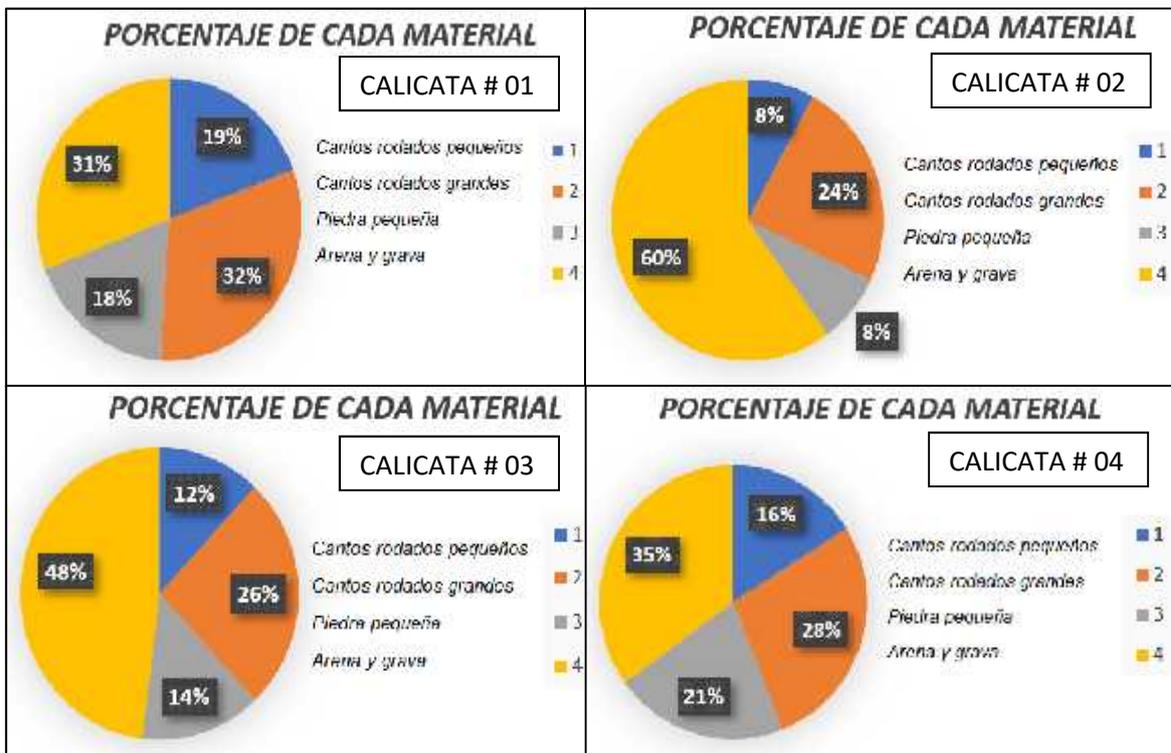


Figura 18. Porcentajes de material en el lecho de río por calicata.

Se puede notar que el mayor porcentaje de sedimentos corresponde a arenas y gravas, con una buena presencia de cantos grandes y pequeños, siendo las piedras pequeñas las que tienen el menor porcentaje.

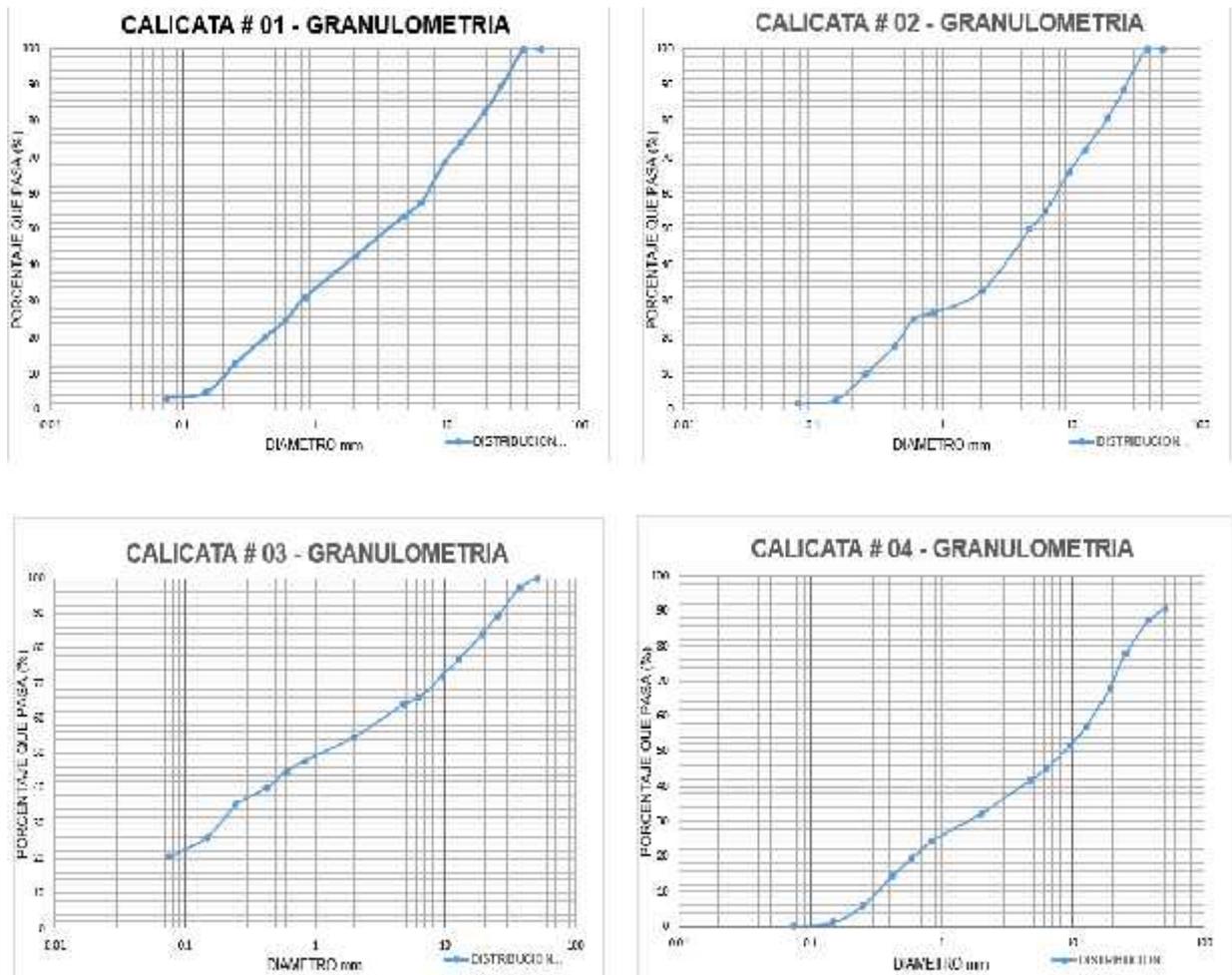


Figura 19. Análisis granulométrico de las muestras de arena y grava por calicata.

Los diámetros D50, representativos de las muestras de arena y grava, oscilan entre 1.5 mm y 9 mm, lo que muestra la no uniformidad de sedimentos.

Pendiente en el cauce de ríos:

Las pendientes de los cauces de ríos donde están emplazadas las estructuras de captación están entre 0% hasta 2.5%. Estos valores se lo han determinado realizando el levantamiento topográfico y el modelamiento en Software como Civil, Autocad, Argis, Hec Ras e Iber.

TERCERA ETAPA (DISEÑO EXPERIMENTAL DE CAMPO Y LABORATORIO):

Primero: Modelo de campo a escala 1:20 y modelo matemático a escala real, los cuales se trabajaron con dos grados de libertad, donde las paredes del canal se mantienen constantes y se van a calibrar los tirantes aguas abajo del punto de emplazamiento de la estructura para dos caudales de prueba en campo que fueron de 28 L/s. y 38 L/s.

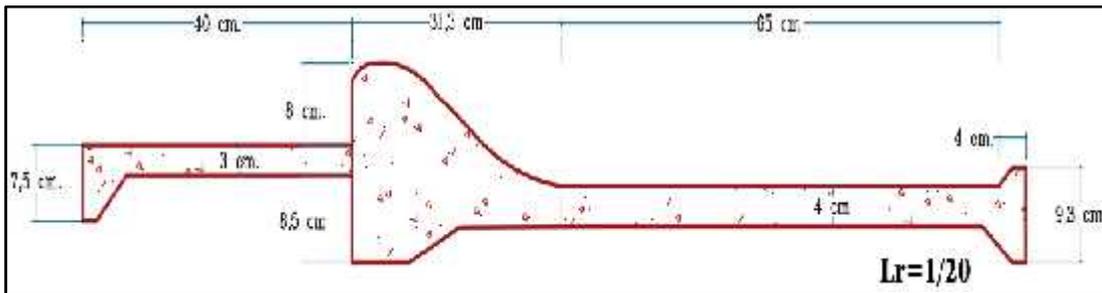


Figura 20. Dimensiones del perfil longitudinal del modelo de la estructura de captación Huayrapongo a escala 1:20.

Caudales de prueba para el prototipo obtenidos por similitud cinemática:

Tabla 5. Caudales de prueba en prototipo y modelo:

| Número prueba | Modelo Q(m ³ /s) | Prototipo Q(m ³ /s) | Caudales (m ³ /s) |
|---------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 01 | 0,028 | 49,62 | 49,62 |
| 02 | 0,038 | 67,76 | 67,76 |

Con los caudales calculados para el prototipo, utilizando modelamiento matemático con software Iber se determinaron los tirantes en el prototipo, con los que se procedió a calibrar la pendiente del modelo.

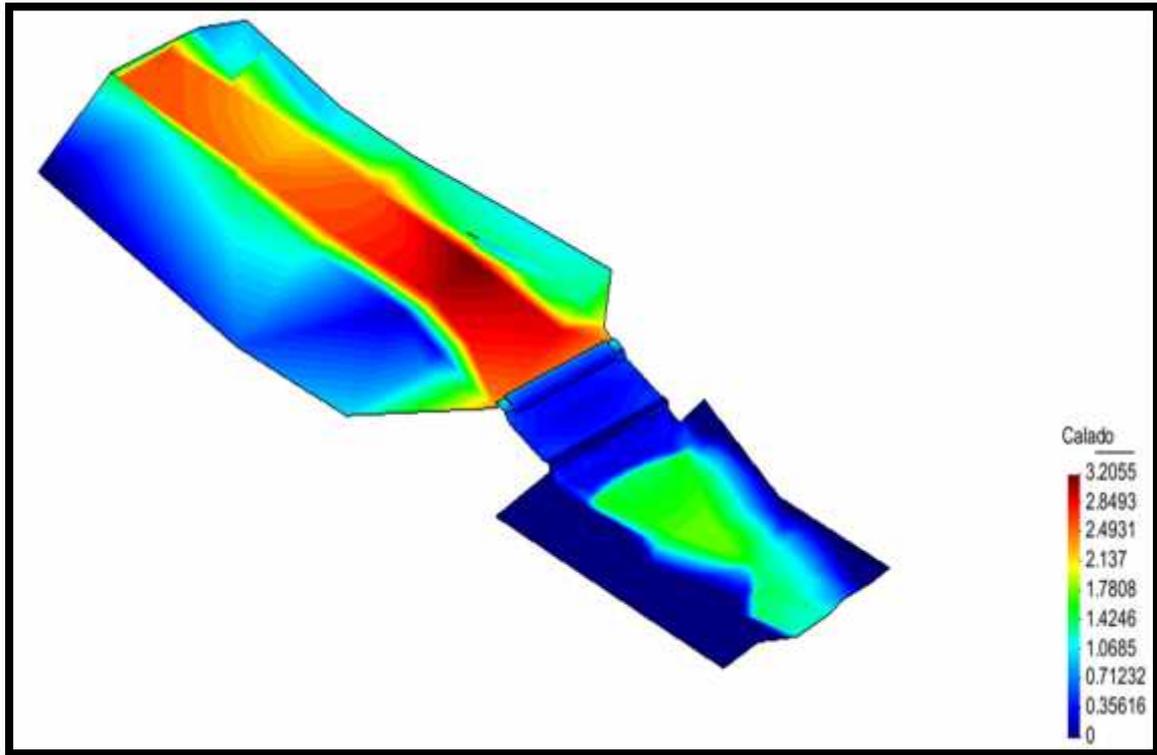


Figura 21. Tirantes o calados aguas arriba y aguas abajo de la estructura de captación.
Software Iber.

En la primera calibración se determinó la pendiente a ser utilizada en el modelo, para dos grados de libertad (el tirante normal aguas abajo y la pendiente de dicho cauce).

La pendiente del cauce para el modelamiento obtenida por tanteos, luego de tres ensayos por caudal de prueba es del 2,4%.

Segundo: Modelamiento en campo para el tercer grado de libertad (material de lecho) el cuál se desarrolló en el modelo de campo a escala de 1:40, debido que el modelamiento final en laboratorio en el canal de pendiente variable tiene la misma escala.

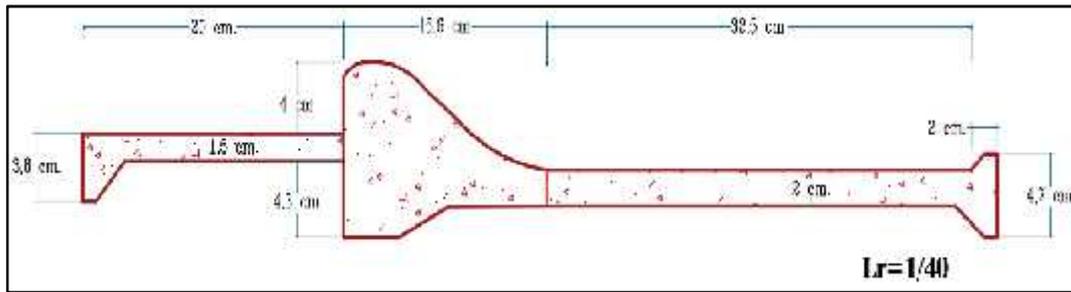


Figura 22. Dimensiones del perfil longitudinal del modelo físico de la estructura de captación Huayrapongo a escala 1:40.

Primero se calculó en el canal de pendiente variable, el caudal máximo de prueba, asumiendo uniformidad en la carga sobre el vertedero (H), se tienen que para conseguir la carga máxima posible del prototipo de 2,10 m. (5,25 cm. en modelo E:1:40) en el canal de pendiente variable de 23 cm de ancho de solera $q=6,36$ L/s; dicha carga en el modelo físico para el ancho actual del prototipo de 30 m. (75 cm en modelo E: 1:40) $Q_m=(75/23)*6,36$ L/s = 20,75 L/s.

Dicho caudal de prueba en el prototipo representará:

$$Q = (L)^{5/2} * Q = \left(\frac{4}{1}\right)^{5/2} * 0,02075 = 210 \frac{m^3}{s}.$$

Los datos del prototipo se obtienen del análisis del lecho no cohesivo, obtenido del análisis de las muestras para cada calicata y de la información de campo la profundidad máxima de socavación para el caudal máximo de prueba (210 m³/s) es de 3,22 m.

En el modelo físico a escala 1:40 con el caudal máximo de prueba resultante es de 20,75 L/s. y una pendiente de fondo de 2,4% conseguido en la calibración anterior, se determinó que la similitud con el prototipo se cumplirá para una profundidad de socavación de 8,05 cm en el modelo.

CUARTA ETAPA (MODELAMIENTO FISICO EXPERIMENTAL):

Análisis Dimensional:

Según la ley de semejanza, las escalas de traslación de los valores del modelo a los valores del prototipo y viceversa se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 6. Escalas de traslación modelo prototipo y viceversa.

| PARÁMETRO | SÍMBOLO | ESCALA: 1:40 |
|---------------------------|---------|-----------------------|
| Longitud. Ancho, altura | L,B,H | $L_r=1/40=0,025$ |
| Área | A | $L_r^2=0,000625$ |
| Volumen | V | $L_r^3=0,0000156$ |
| Tiempo | T | $L_r^{1/2}=0,1581139$ |
| Velocidad | V | $L_r^{1/2}=0,1581139$ |
| Caudal | Q | $L_r^{2.5}=0,0000988$ |
| Coefficiente de rugosidad | n | $L_r^{1/6}=0,5407419$ |
| Número de Reynolds | Re | $L_r^{3/2}=0,0039528$ |

Teorema PI de Buckingham:

Relacionamos las 9 variables anteriores consideradas para establecer el proceso de socavación local, en el sistema MLT,

Numero de Variables intervinientes: $N=8$

Numero de Magnitudes Fundamentales: $k=3$

Numero de Parámetros Pi resultantes: $i=5$

Tabla 7. Dimensiones de las variables que intervienen en el fenómeno.

| | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) |
|---|-----|--------|-----|-------|-----|-----|-----|-----|
| | Ys | ρ | s | μ | g | Ds | B/b | Ys |
| M | 0 | 1 | -1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| L | 1 | -3 | -3 | -1 | 1 | 1 | 0 | 1 |
| T | 0 | 0 | 0 | -1 | -2 | 0 | 0 | 0 |

Se determinan los parámetros adimensionales:

Parámetro 1:

$$\pi_1 = \tau_0^x \rho^y D_s^z \rho_s$$

Desarrollando las ecuaciones tenemos:

$$\pi_1 = \frac{\rho_s}{\rho}$$

Parámetro 2:

$$\pi_2 = \tau_0^m \rho^n D_s^p \mu$$

Desarrollando las ecuaciones tenemos:

$$\pi_2 = \frac{D_s \sqrt{\tau_0 \cdot \rho}}{\mu}$$

Parámetro 3:

$$\pi_3 = \tau_0^r \rho^s D_s^t g$$

Desarrollando las ecuaciones tenemos: $\pi_3 = \frac{\rho \cdot D_s \cdot g}{\tau_0}$

O también se puede copiar como:

$$\pi_3 = \left(\frac{\rho \cdot D_s \cdot g}{\tau_c} \right)^{-1} = \frac{\tau_c}{\rho \cdot D_s \cdot g}$$

Parámetro 4:

$$\pi_4 = \tau_c^a \rho^e D_s^c \cdot \frac{B}{b}$$

Desarrollando las ecuaciones tenemos:

$$\pi_4 = \frac{B}{b}$$

Parámetro 5:

$$\pi_5 = \tau_0^w \rho^l D_s^v \cdot Y_s$$

Desarrollando las ecuaciones tenemos: $\pi_5 = \frac{Y_s}{D_s}$

Con lo que se tiene que:

$$\frac{Y_s}{D_s} = f\left(\frac{\rho_s}{\rho}; \frac{D_s \sqrt{\tau_c \rho}}{\mu}; \frac{\tau_0}{\rho \cdot D_s \cdot g}; \frac{B}{b}\right)$$

Además, expresando la tensión de corte (τ) en función de la velocidad crítica (V^*), tenemos:

$$\frac{Y_s}{D_s} = f\left(\frac{\rho_s}{\rho}; \frac{D_s \cdot V^*}{\nu}; \frac{V^{*2}}{D_s \cdot g}; \frac{B}{b}\right)$$

Como $\left(\frac{\rho_s}{\rho}\right)$, Expresa la densidad relativa del material, la cual no es variable en el tiempo,

podemos expresar la ecuación como:

$$\frac{Y_s}{D_s} = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot f\left(\frac{D_s \cdot V^*}{u}; \frac{V^{*2}}{D_s \cdot g}; \frac{B}{b}\right)$$

La cuál se expresa también como: $\frac{Y_s \cdot \rho}{D_s \cdot \rho_s} = f\left(\frac{D_s \cdot V^*}{u}; \frac{V^{*2}}{D_s \cdot g}; \frac{B}{b}\right)$

Expresando en función de variables medibles en campo, se reemplaza la velocidad crítica (V^*), por su equivalente:

$$\frac{Y_s \cdot \rho}{D_s \cdot \rho_s} = f\left(\frac{D_s \cdot \sqrt{g \cdot Y_n \cdot S}}{u}; \frac{Y_n \cdot S}{D_s}; \frac{B}{b}\right) \dots\dots\dots ()$$

Con lo que se tiene una regresión múltiple de una variable dependiente con tres variables independientes.

Modelamiento físico en laboratorio:

En laboratorio se trabajó con caudales diferentes en el canal de pendiente variable lo que generó para un ancho unitario de 23 cm, diferentes tirantes lo que simula que para el mismo caudal máximo posible que pase por la estructura se tengan diferentes grados de contracción de cauce:

PRIMERA MUESTRA

Tabla 8. Concentración de sedimentos para muestra N° 1, para lecho no cohesivo en modelamiento físico.

| SEDIMENTO (mm) | | |
|------------------------------------|------|----------|
| Dmin | Dmax | Peso (%) |
| 1,6 | 3,2 | 19,32 |
| 3,2 | 6,4 | 31,65 |
| 6,4 | 12,8 | 18,24 |
| Arena fina y limo | | 30,79 |
| Total Material | | 100,00 |
| Ds (Promedio ponderado) = 3,74 mm. | | |

PORCENTAJE DE CADA MATERIAL



Figura 23. Concentración de sedimentos en muestra N° 1 para prototipo.

Tabla 9. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 1.

| Pend. S(%) | Ys (cm) | B/b |
|------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| 0.1 | 1,200 | 1,000 | 1,500 | 0,763 | 2,800 | 0,640 | 4,100 | 0,610 |
| 1.0 | 1,500 | 1,000 | 2,000 | 0,763 | 3,100 | 0,640 | 4,500 | 0,610 |
| 1.8 | 1,600 | 1,000 | 4,000 | 0,763 | 3,700 | 0,640 | 5,900 | 0,610 |
| 2.4 | 3,000 | 1,000 | 6,000 | 0,763 | 6,500 | 0,640 | 7,200 | 0,610 |

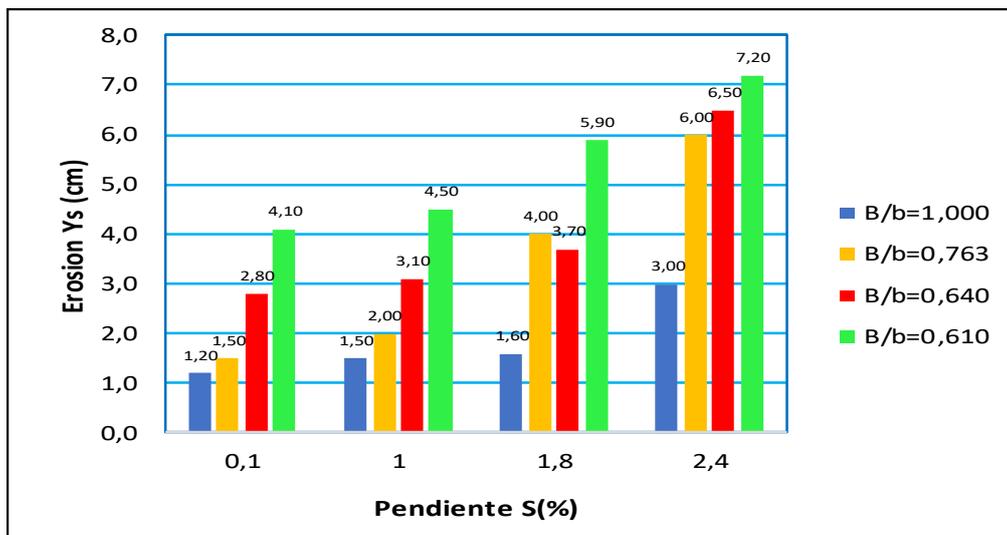


Figura 24. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S”, en muestra N° 1.

Tabla 10. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 1.

| Pendiente 0,1% | | Pendiente 1,0% | | Pendiente 1,8% | | Pendiente 2,4% | |
|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|
| (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) |
| 0,0 | 1,200 | 0,0 | 1,500 | 0,0 | 1,600 | 0,0 | 3,000 |
| 23,7 | 1,500 | 23,7 | 2,000 | 23,7 | 4,000 | 23,7 | 6,000 |
| 36,0 | 2,800 | 36,0 | 3,100 | 36,0 | 3,700 | 36,0 | 6,500 |
| 39,0 | 4,100 | 39,0 | 4,500 | 39,0 | 5,900 | 39,0 | 7,200 |

La contracción del cauce (1-B/b) y la profundidad máxima de socavación (Ys), fueron obtenidos del trabajo experimental en cada modelo físico ensayado en el laboratorio de recursos hídricos de la Universidad Nacional de Cajamarca, los cuales fueron medidos en forma directa en el canal de pendiente variable para cuatro pendientes representativas (0,1%; 1%; 1,8% y 2,4%).

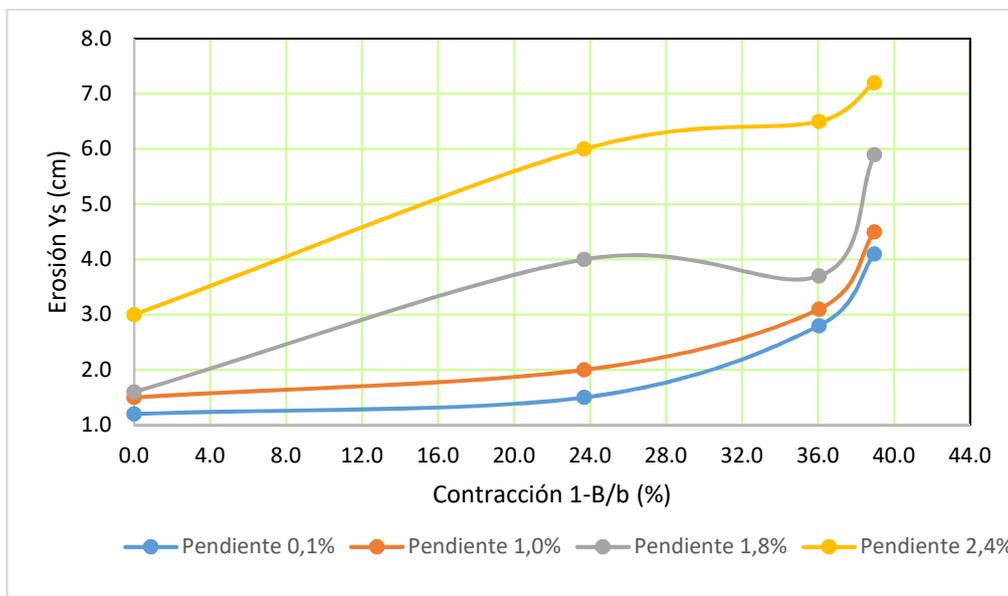


Figura 25. Profundidad de erosión “Ys” versus contracción de cauce “1-B/b”, muestra N° 1.

SEGUNDA MUESTRA:

Tabla 11. Concentración de sedimentos para muestra N° 2, para lecho no cohesivo en modelamiento físico.

| Sedimento 2 - MODELO (mm) | | |
|---------------------------|------|----------|
| Dmin | Dmax | Peso (%) |
| 1,6 | 3,2 | 8,00 |
| 3,2 | 6,4 | 24,00 |
| 6,4 | 12,8 | 8,00 |
| Arena muy fina | | 60,00 |
| Peso Total Material | | 100,00 |

D_s (Promedio ponderado) = 2,11 mm.



Figura 26. Concentración de sedimentos en muestra N° 2 para prototipo.

Tabla 12. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 2.

| Pend. S(%) | Ys (cm) | B/b |
|------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| 0,1 | 1,900 | 1,000 | 2,100 | 0,986 | 2,600 | 0,878 | 3,200 | 0,841 |
| 1,0 | 2,100 | 1,000 | 2,300 | 0,986 | 3,100 | 0,878 | 5,000 | 0,841 |
| 1,8 | 3,000 | 1,000 | 4,900 | 0,986 | 4,900 | 0,878 | 6,700 | 0,841 |
| 2,4 | 4,900 | 1,000 | 5,100 | 0,986 | 5,700 | 0,878 | 7,000 | 0,841 |

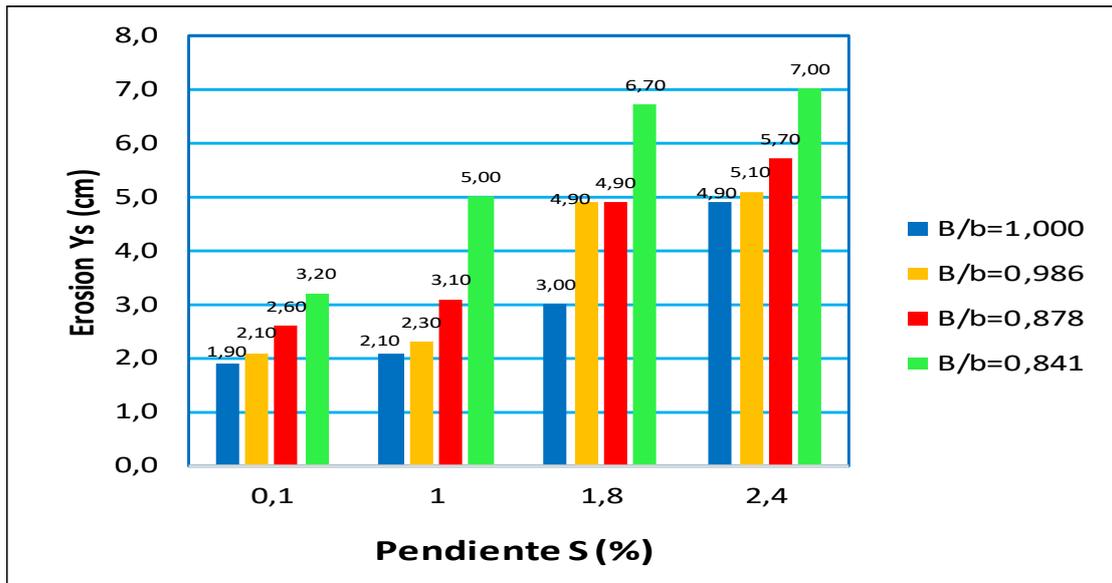


Figura 27. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S”, en muestra N° 2.

Tabla 13. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 2.

| Pendiente 0,1% | | Pendiente 1,0% | | Pendiente 1,8% | | Pendiente 2,4% | |
|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|
| (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) |
| 0,0 | 1,900 | 0,0 | 2,100 | 0,0 | 3,000 | 0,0 | 4,900 |
| 1,4 | 2,100 | 1,4 | 2,300 | 1,4 | 4,900 | 1,4 | 5,100 |
| 12,2 | 2,600 | 12,2 | 3,100 | 12,2 | 4,900 | 12,2 | 5,700 |
| 15,9 | 3,200 | 15,9 | 5,000 | 15,9 | 6,700 | 15,9 | 7,000 |

La contracción del cauce (1-B/b) y la profundidad máxima de socavación (Ys), fueron obtenidos del trabajo experimental en cada modelo físico ensayado en el laboratorio de recursos hídricos de la Universidad Nacional de Cajamarca, los cuales fueron medidos en forma directa en el canal de pendiente variable para cuatro pendientes representativas (0,1%; 1%; 1,8% y 2,4%)

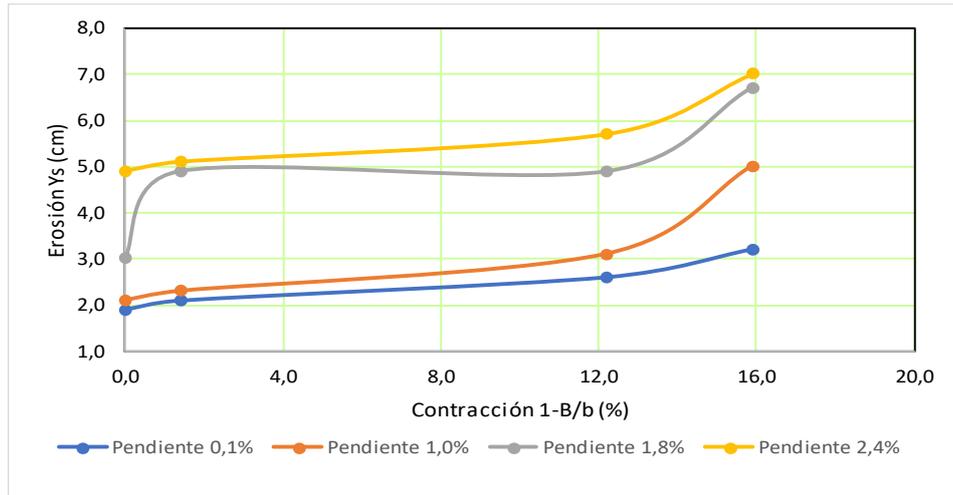


Figura 28. Profundidad de erosión “Ys” versus contracción de cauce “1-B/b”, muestra N° 2.

TERCERA MUESTRA:

Tabla 14. Concentración de sedimentos para muestra N° 3, para lecho no cohesivo en modelamiento físico.

| MODELO (mm) | | |
|------------------------------------|------|----------|
| Dmin | Dmax | Peso (%) |
| 1,6 | 3,2 | 12,00 |
| 3,2 | 6,4 | 26,00 |
| 6,4 | 12,8 | 14,00 |
| Arena muy fina | | 48,00 |
| Peso Total Material | | 100,00 |
| Ds (Promedio ponderado) = 2,89 mm. | | |



Figura 29. Concentración de sedimentos en muestra N° 3 para prototipo.

Tabla 15. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 3.

| Pend. S(%) | Ys (cm) | B/b |
|------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| 0,1 | 0,500 | 1,000 | 0,600 | 0,771 | 1,050 | 0,757 | 1,200 | 0,738 |
| 1,0 | 0,700 | 1,000 | 0,900 | 0,771 | 1,180 | 0,757 | 1,600 | 0,738 |
| 1,8 | 1,200 | 1,000 | 2,100 | 0,771 | 4,100 | 0,757 | 4,200 | 0,738 |
| 2,4 | 2,400 | 1,000 | 4,200 | 0,771 | 5,200 | 0,757 | 5,800 | 0,738 |

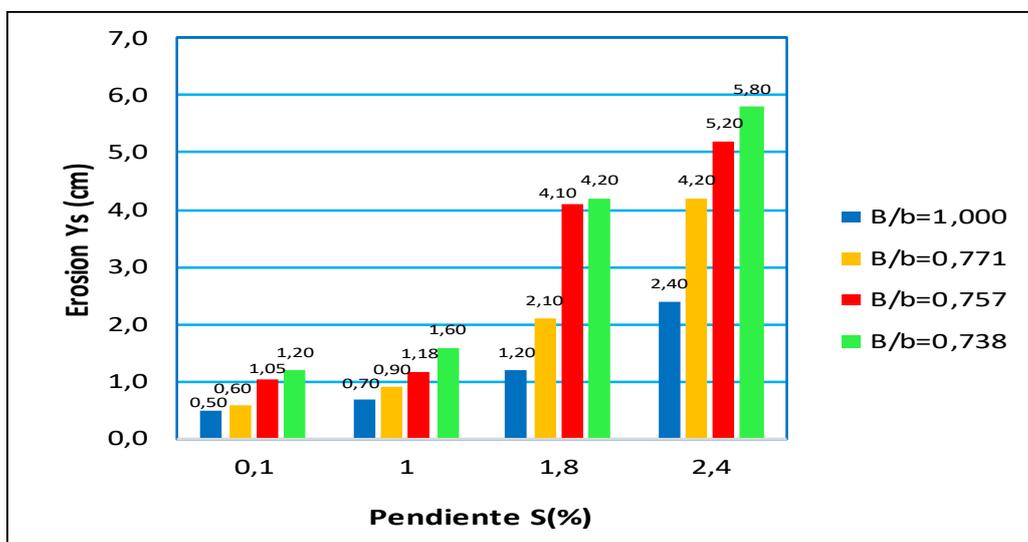


Figura 30. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S”, en muestra N° 3.

Tabla 16. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 3.

| Pendiente 0,1% | | Pendiente 1,0% | | Pendiente 1,8% | | Pendiente 2,4% | |
|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|
| (1-B/b) (%) | Ys(cm) |
| 0,0 | 0,500 | 0,0 | 0,700 | 0,0 | 1,200 | 0,0 | 2,400 |
| 22,9 | 0,600 | 22,9 | 0,900 | 22,9 | 2,100 | 22,9 | 4,200 |
| 24,3 | 1,050 | 24,3 | 1,180 | 24,3 | 4,100 | 24,3 | 5,200 |
| 26,2 | 1,200 | 26,2 | 1,600 | 26,2 | 4,200 | 26,2 | 5,800 |

La contracción del cauce ($1-B/b$) y la profundidad máxima de socavación (Y_s), fueron obtenidos del trabajo experimental en cada modelo físico ensayado en el laboratorio de recursos hídricos de la Universidad Nacional de Cajamarca, los cuales fueron medidos en forma directa en el canal de pendiente variable para cuatro pendientes representativas (0,1%; 1%; 1,8% y 2,4%).

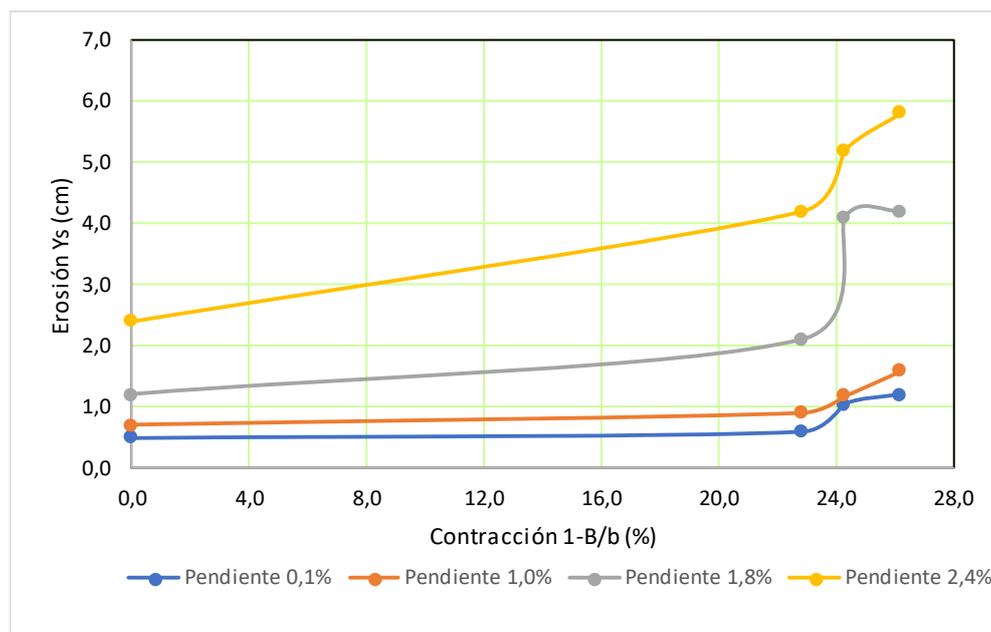


Figura 31. Profundidad de erosión “ Y_s ” versus contracción de cauce “ $1-B/b$ ”, muestra N° 3.

CUARTA MUESTRA:

Tabla 17. Concentración de sedimentos para muestra N° 4, para lecho no cohesivo en modelamiento físico.

| MODELO (mm) | | |
|------------------------------------|------|----------|
| Dmin | Dmax | Peso (%) |
| 1,6 | 3,2 | 16,00 |
| 3,2 | 6,4 | 28,00 |
| 6,4 | 12,8 | 21,00 |
| Arena muy fina | | 35,00 |
| Peso Total Material | | 100,00 |
| Ds (Promedio ponderado) = 3,43 mm. | | |

PORCENTAJE DE CADA MATERIAL

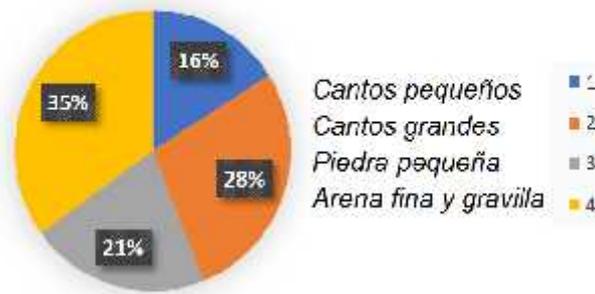


Figura 32. Concentración de sedimentos en muestra N° 4 para prototipo.

Tabla 18. Profundidad erosionada por variación de pendiente para diferentes valores de contracción del cauce, en muestra N° 4.

| Pend. S(%) | Ys (cm) | B/b |
|------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| 0,1 | 1,120 | 1,000 | 1,100 | 0,815 | 1,450 | 0,672 | 2,000 | 0,630 |
| 1,0 | 1,200 | 1,000 | 1,300 | 0,815 | 1,700 | 0,672 | 4,500 | 0,630 |
| 1,8 | 1,500 | 1,000 | 2,000 | 0,815 | 2,100 | 0,672 | 5,200 | 0,630 |
| 2,4 | 2,100 | 1,000 | 3,500 | 0,815 | 4,500 | 0,672 | 6,000 | 0,630 |

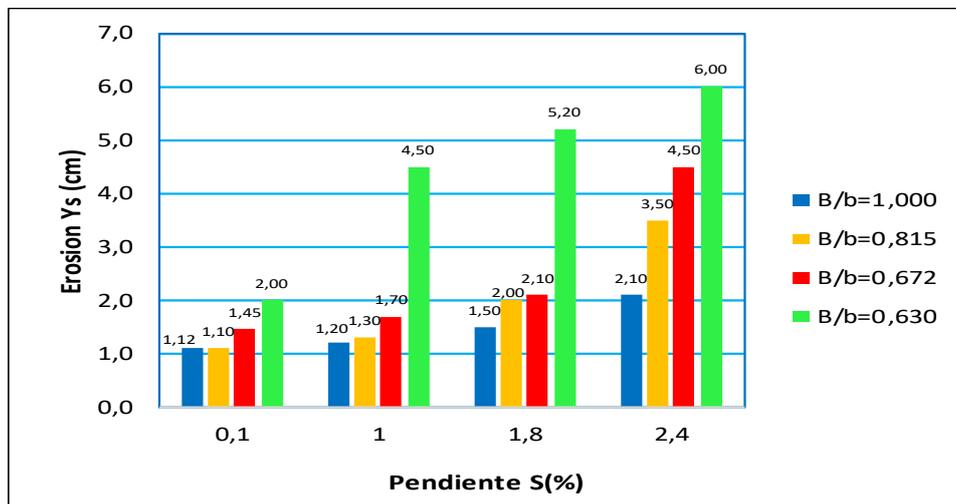


Figura 33. Profundidad de erosión “Ys” versus pendiente “S”, en muestra N° 4.

Tabla 19. Profundidad erosionada por variación de contracción del cauce para diferentes pendientes del cauce, en muestra N° 4.

| Pendiente 0,1% | | Pendiente 1,0% | | Pendiente 1,8% | | Pendiente 2,4% | |
|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|
| (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) | (1-B/b) (%) | Ys(cm) |
| 0,0 | 1,120 | 0,0 | 1,200 | 0,0 | 1,500 | 0,0 | 2,100 |
| 18,5 | 1,100 | 18,5 | 1,300 | 18,5 | 2,000 | 18,5 | 3,500 |
| 32,8 | 1,450 | 32,8 | 1,700 | 32,8 | 2,100 | 32,8 | 4,500 |
| 37,0 | 2,000 | 37,0 | 4,500 | 37,0 | 5,200 | 37,0 | 6,000 |

La contracción del cauce (1-B/b) y la profundidad máxima de socavación (Ys), fueron obtenidos del trabajo experimental en cada modelo físico ensayado en el laboratorio de recursos hídricos de la Universidad Nacional de Cajamarca, los cuales fueron medidos en forma directa en el canal de pendiente variable para cuatro pendientes representativas (0,1%; 1%; 1,8% y 2,4%)

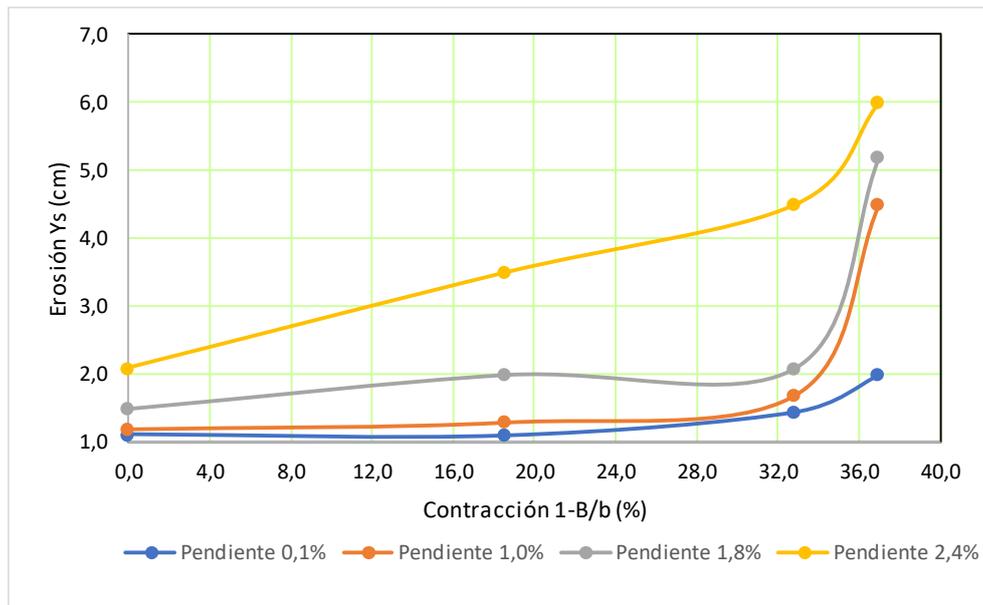


Figura 34. Profundidad de erosión “Ys” versus contracción cauce “1-B/b”, muestra N°4.

Como se puede apreciar en las figuras 23, 26, 29 y 32, los sedimentos para el lecho no cohesivo del prototipo están representados por mezclas de sedimentos con una gradación no uniforme (desde arenas finas hasta piedras pequeñas), dado que la concentración de sedimentos finos como son las arenas y gravas muestreadas oscilan entre el 30% y 60%; a partir de los experimentos, se encontró que generan un efecto aditivo en la profundidad de socavación, incrementándose ésta para mayores concentraciones de finos y viceversa.

Los resultados observados en la investigación contrastan con los obtenidos por Bormann & Julien (1991) y los de Ghodsian, Mehraein & Ranjbar (2012), que en sendas investigaciones experimentales, encontraron que el agujero de socavación generado por chorros de agua bidimensionales se expandieron en todas las direcciones con una alta tasa, además de visualizar que la mayoría de los sedimentos finos de las partículas fueron transportados aguas abajo como carga suspendida mientras que las partículas de sedimento más gruesas se transportaron río abajo por arrastre; al aumentar el parámetro de no uniformidad del sedimento, disminuyen las condiciones de estabilidad en la poza de socavación hasta alcanzar el equilibrio entre flujo y sedimento.

En cuanto a la variable pendiente del cauce, los resultados experimentales permiten visualizar que la profundidad de socavación en las estructuras de captación está influenciada en forma directa por la pendiente del cauce del río aguas abajo, pues para diferentes condiciones de contracción de cauce al pasar de pendientes suaves del orden del 0.1% hasta pendientes fuertes del orden del 2.4%, la profundidad de socavación se incrementa en el orden del 75% hasta el 300%.

La contracción del cauce para todas las condiciones de lecho no cohesivo, generan un incremento en la profundidad de socavación, pues los resultados obtenidos de los ensayos en modelos físicos a escala reducida para contracciones del cauce natural, entre el 16%

hasta 39% por la presencia de la estructura de captación, generan incrementos en la profundidad de socavación del orden del 43% hasta 269% más que la profundidad de socavación al construir una estructura de captación sin contracción en el cauce.

Se puede notar en los resultados experimentales para los cuatro tipos de sedimentos que la profundidad de socavación está directamente relacionada con la contracción y pendiente del cauce, encontrándose que, a mayor contracción y pendiente, mayor es la profundidad de socavación; e inversamente proporcional al diámetro promedio del sedimento. Subhasish & Raikar (2006), cuando presenta sus resultados experimentales, encuentra que las ecuaciones de predicción de socavación en contracciones largas de Laursen, Lim y Gill, arrojan resultados extremos sobre o muy por debajo de los reales, ya que sus ecuaciones no hacen intervenir la pendiente del cauce.

Ghodshian, Mehraein & Ranjbar (2012), Investigaron el efecto de parámetros importantes que incluyen gradación de sedimentos en el agujero de socavación generado por la caída libre descendente, aplicando ecuaciones empíricas conocidas, como la de Veronese (1937), Jeager (1939), Schoklitsch (1939), Eggenburger (1944), Hartunge (1959), Martins (1973), Mason and Arumugam (1985), Azar (2000), Ghodsian (2006) y D'Agostino and Ferro (2007), cuyos resultados muestran que existe una gran variabilidad de valores para la profundidad de socavación por lo que se planteó desarrollar nuevas ecuaciones predictivas de socavamiento considerando el efecto de la gradación de sedimentos, la cual está relacionada directamente con la pendiente del cauce aguas abajo de la poza de socavación.

QUINTA ETAPA (CONSISTENCIA DE LA INFORMACION EXPERIMENTAL):

Compatibilización entre modelo y prototipo:

- Paredes de canal en laboratorio son de vidrio, por lo que es compatible dicho material ya que cumplió con la similitud en la obtención de la carga de agua en

vertedero tipo cimacio; coeficiente de rugosidad de Manning en el modelo $m = 0,009$ (en laboratorio para vidrio), corresponde a un equivalente en prototipo de $p = 0,017$ (para muros de concreto encofrado).

- Luego se procedió a verificar la similitud entre Modelo de laboratorio y Prototipo para LECHOS MOVILES, para lo que se encuentran los parámetros característicos como son los índices de Froude y de Reynolds del sedimento. Para las condiciones siguientes:
- El modelamiento se lo realizó para condiciones de aguas claras.
- La similitud se la verifica para las condiciones del caudal de prueba y de calibración final modelo prototipo.

Obteniéndose los resultados siguientes:

Tabla 20. Cortante adimensional de Froude para prototipo y modelo.

| ESTRUCTURA | CORTANTE ADIMENSIONAL (INDICE DE DENSIDAD DE FROUDE) | | | | | | | |
|------------|--|------------------------------|---------|---------|--------------------------------|---------------|--------------------------------|--------|
| | Temperatura (°C) | ρ (gr/cm ³) | Yn (cm) | Ds (cm) | ρ_s (gr/cm ³) | μ (cm/cm) | ρ_s (gr/cm ³) | Fs* |
| PROTOTIPO | 20 | 1 | 199 | 1,3 | 3,184 | 0,016 | 2,65 | 1,4844 |
| MODELO | 20 | 1 | 4,9 | 0,06 | 0,147 | 0,03 | 2,65 | 1,4848 |

Tabla 21. Número de Reynolds de la partícula del sedimento para prototipo y modelo.

| ESTRUCTURA | NUMERO DE REYNOLDS DE LA PARTICULA DEL SEDIMENTO | | | | | | |
|------------|--|----------------------------|---------|---------|-----------|----------|-----------|
| | Temperatura (°C) | ν (cm ² /s) | Yn (cm) | Ds (cm) | S (cm/cm) | U*(cm/s) | R* |
| PROTOTIPO | 20 | 0,01007 | 196 | 1,3 | 0,018 | 58,8300 | 7594,7359 |
| MODELO | 20 | 0,01007 | 4,9 | 0,06 | 0,03 | 12,0086 | 71,5509 |

Según lo fundamentado por Maza y Springall (1968), se verifica la similitud sedimentológica entre modelo y prototipo puesto que el índice de densidad de Froude para modelo y Prototipo tienen el mismo valor (1.48) y ambos puntos caen en el mismo tipo de fondo (antidunas).



Figura 35. Antidunas generadas en prueba de laboratorio – canal de pendiente variable.

Según Yalin y Karahan , citado en Martínez (2001), en el diagrama de Shields modificado figura N° 3, como los valores de R^* para modelo y prototipo son superiores a 70, la similitud se verifica con la igualdad del índice de Froude.

Por lo tanto, el modelo cumplió con las condiciones mínimas de similitud, lo que nos permite asegurar que los resultados obtenidos en el modelamiento son compatibles con los obtenidos en campo y con los proyectados para la investigación.

Confiabilidad de resultados experimentales:

Se aplicó el método de mitades partidas (Split-halves), ya que los datos obtenidos son resultado de solo una aplicación de la medición.

Se procede a separar los datos de profundidad de socavación (en cm), obtenidos del modelo físico reducido, en dos mitades: datos que ocupan lugares impares y datos que ocupan lugares pares, para luego ordenarlos y así encontrar la correlación entre ellos:

Observamos que los pares ordenados de valores bajos tienen una tendencia lineal muy marcada, mientras que los pares ordenados de valores altos tienen un comportamiento variado, predominando el ajuste lineal con un coeficiente de correlación es: $r_{hh}=0,96$.

Aplicando la ecuación N° (17), determinamos el coeficiente de Spearman Brow, cuyo valor es: $r_{tt}=(2 \times 0.96)/(1+0.96)=0,98$, por lo que se tiene que la confiabilidad de los datos medidos es del 98%, según la Interpretación en la tabla N° 2, se tiene un coeficiente de confiabilidad Elevado.

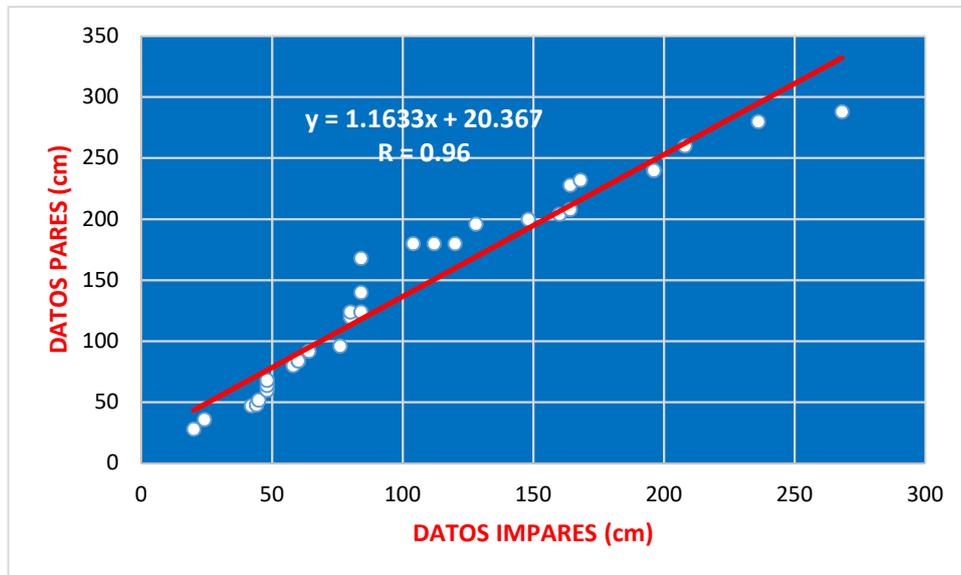


Figura 36. Correlación lineal entre valores experimentales de Profundidad de erosión Ys (cm) – Prueba Split-halves.

SEXTA ETAPA (APLICACIÓN AL PROTOTIPO Y GENERALIZACION):

Compatibilizados los datos obtenidos en laboratorio y analizada su confiabilidad se procedió a llevar esta información al Prototipo, para aplicar la teoría de similitud geométrica, cinemática, dinámica y sedimentológica entre modelo y prototipo, se procedió a la generalización para encontrar una metodología aplicable a la población en estudio.

Tabla 22. Parámetros adimensionales, en función de las variables medibles en el entorno de las estructuras de captación.

| $\frac{D_2 \cdot \sqrt{g \cdot Y_{n \cdot S}}}{u}$ | $\frac{Y_{n \cdot S}}{D_s}$ | $\frac{B}{b}$ | $\frac{Y_s \cdot \rho}{D_s \cdot \rho_s}$ | $\frac{D_2 \cdot \sqrt{g \cdot Y_{n \cdot S}}}{u}$ | $\frac{Y_{n \cdot S}}{D_s}$ | $\frac{B}{b}$ | $\frac{Y_s \cdot \rho}{D_s \cdot \rho_s}$ |
|--|-----------------------------|---------------|---|--|-----------------------------|---------------|---|
| 15141,706 | 0,008 | 1,000 | 119,955 | 14304,790 | 0,010 | 1,000 | 214,024 |
| 43710,341 | 0,066 | 1,000 | 149,944 | 41050,746 | 0,084 | 1,000 | 236,553 |
| 56248,942 | 0,110 | 1,000 | 159,940 | 47696,657 | 0,113 | 1,000 | 337,933 |
| 57458,735 | 0,114 | 1,000 | 299,888 | 52387,112 | 0,136 | 1,000 | 551,957 |
| 16119,577 | 0,009 | 0,763 | 149,944 | 14513,630 | 0,010 | 0,986 | 236,553 |
| 49452,605 | 0,085 | 0,763 | 199,925 | 41777,364 | 0,087 | 0,986 | 259,082 |
| 63161,064 | 0,138 | 0,763 | 399,850 | 47696,657 | 0,113 | 0,986 | 551,957 |
| 63523,021 | 0,140 | 0,763 | 599,775 | 53748,043 | 0,143 | 0,986 | 574,486 |
| 16354,912 | 0,009 | 0,640 | 279,895 | 15515,724 | 0,012 | 0,878 | 292,875 |
| 50219,358 | 0,087 | 0,640 | 309,884 | 43193,946 | 0,093 | 0,878 | 349,197 |
| 64240,819 | 0,143 | 0,640 | 369,861 | 56050,216 | 0,156 | 0,878 | 551,957 |
| 67715,768 | 0,159 | 0,640 | 649,756 | 58878,031 | 0,172 | 0,878 | 642,073 |
| 17484,136 | 0,011 | 0,610 | 409,846 | 16273,028 | 0,013 | 0,841 | 360,462 |
| 52452,409 | 0,095 | 0,610 | 449,831 | 45235,719 | 0,101 | 0,841 | 563,222 |
| 67376,339 | 0,157 | 0,610 | 589,779 | 57950,760 | 0,167 | 0,841 | 754,717 |
| 69056,805 | 0,165 | 0,610 | 719,730 | 60092,139 | 0,179 | 0,841 | 788,510 |

Del análisis dimensional para el fenómeno físico en estudio, se tiene la expresión (), cuya correlación está dada para una variable dependiente en función de tres variables independientes.

$$\frac{Y_s \cdot \rho}{D_s \cdot \rho_s} = f\left(\frac{D_2 \cdot \sqrt{g \cdot Y_{n \cdot S}}}{u}; \frac{Y_{n \cdot S}}{D_s}; \frac{B}{b}\right) \dots \dots \dots ()$$

Se aplicaron a los datos anteriores correlaciones múltiples lineal y potencial, aplicando el software estadístico para información hidrológica HIDROESTA, de lo que se tuvo los resultados siguientes:

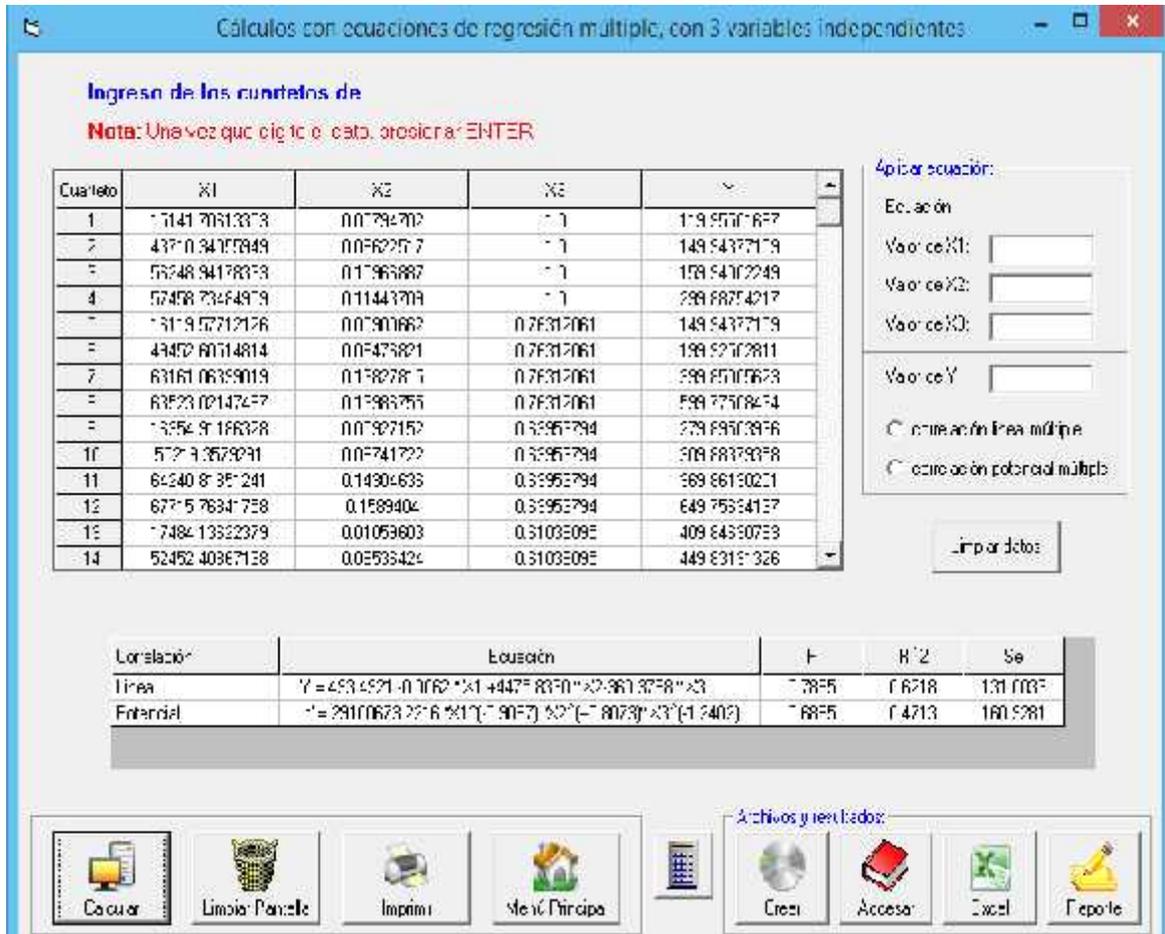


Figura 37. Captura de pantalla Software libre HIDROESTA.

Correspondiendo las variables X1, X2 y X3 a las variables independientes que están indicadas en la tabla anterior como las tres primeras columnas y la cuarta columna corresponde a la variable dependiente Y. De los resultados podemos visualizar que el coeficiente de correlación para la función LINEAL es mayor, por lo que se ha elegido la correlación lineal para los parámetros adimensionales en esta nueva metodología.

$$\frac{Y_s \cdot \rho}{D_s \cdot \rho_s} = 493,49 - 0,0062 \frac{D_s \cdot \sqrt{g \cdot Y_n \cdot S}}{v} + 4475,83 \frac{Y_n \cdot S}{D_s} - 360,38 \frac{B}{b}$$

La sistematización de los resultados obtenidos, permite generar una nueva ecuación empírica para estimar los efectos de las variables independientes en la profundidad de socavación. Como nuestra variable de estudio es la profundidad de socavación, la expresión de cálculo para la investigación será:

$$Y_s = \frac{D_s \cdot \rho_s}{\rho} \left(493,49 - 0,0062 \frac{D_s \cdot \sqrt{g \cdot Y_n \cdot S}}{v} + 4475,83 \frac{Y_n \cdot S}{D_s} - 360,38 \frac{B}{b} \right)$$

Los cambios de rigidez entre la poza disipadora de energía y el material del lecho del río constituye el efecto natural de socavación en la descarga de la estructura, pero es el incremento de la energía cinética de las aguas que descargan en el lecho del río lo que incrementa las condiciones de formación de la fosa de socavación aguas abajo de la estructura, ya que a mayor contracción del cauce, se incrementan las velocidades de flujo y por lo tanto se incrementa también la longitud de la poza de erosión; a mayor concentración de sedimentos finos pierden fácilmente su estabilidad en el fondo que conllevan al incremento obligado de la profundidad de socavación; también se visualiza que a mayor pendiente se incrementa la energía cinética del flujo por lo que se incrementa también la profundidad de erosión aguas abajo de la estructura de captación; Veronese (1937) al igual que Jeager (1939), Schoklitsch (1939), Eggenburger (1944), Hartunge (1959), Martins (1973), Farhoudi & Smith (1982), Mason & Arumugam (1985), Johnston (1990), Bormann & Julien (1991), Azar (2000), D'Agostino & Ferro (2007) citados en Ghodshian, Mehraein & Ranjbar (2012), como Azamathulla, Deo & Deolalikar (2008), Guven & Gunal (2008), Shayan & Farhoudi (2015) y otros, presentan ecuaciones con ajuste exponencial y polinomial para relacionar las variables principales, sin incluir la contracción del cauce. Es Nácher (2012) en su investigación de efectos de contracción para puentes

sobre cauces de ríos, obtiene ajustes lineales con un valor muy alto del coeficiente de regresión aplicado a cauces en condiciones naturales; en la presente investigación el ajuste de los parámetros adimensionales es lineal con tres variables regresibles independientes y una variable dependiente; para su aplicación a cauces que han sido modificados (contraídos) por la presencia de una estructura hidráulica obstructora.

CONTRASTACION DE HIPOTESIS

Hipótesis planteada: $R \neq 0$. Existe correlación.

Hipótesis alterna: $R = 0$. No existe correlación.

Tabla 23. Valores para prueba de contrastación de Hipótesis.

| | | |
|------------------------|------|--------|
| Número de datos | n = | 64 |
| Coef. - correl. | R = | 0,789 |
| T - calculado. | Tc = | 10,096 |
| T - tabular. | Tt = | 1,999 |
| HP | | SI |

Se acepta la Hipótesis Planteada.

Como el $T_c \gg T_t$, se acepta la hipótesis planteada HP, la información se ajusta a la función Lineal múltiple. Por lo tanto, la contracción del cauce, el lecho no cohesivo y el incremento de la pendiente de ríos, afectan en forma directa a la profundidad de socavación en la descarga de las estructuras de captación.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

Conclusiones:

1. La profundidad máxima de socavación en la descarga de las estructuras de captación en estudio, se incrementa desde 43% hasta 269% para contracciones del cauce natural entre 16% hasta 39% siendo estos porcentajes variables según la concentración de sedimentos.
2. El lecho no cohesivo del prototipo está representado por mezclas de sedimentos con una gradación no uniforme (desde arenas finas hasta piedras pequeñas), dado que la concentración de sedimentos finos como son las arenas y gravas muestreadas oscilan entre el 30% y 60%, a partir de los experimentos, se encontró que generan un efecto aditivo en la profundidad de socavación, incrementándose ésta para mayores concentraciones de finos y viceversa
3. La profundidad de socavación en las estructuras de captación está influenciada en forma directa por la pendiente del cauce del río aguas abajo, pues para diferentes condiciones de contracción de cauce al pasar de pendientes suaves del orden del 0.1% hasta pendientes fuertes del orden del 2.4%, la profundidad de socavación se incrementa en el orden del 75% hasta el 300%.

Recomendaciones:

1. Conocidos los efectos en estructuras de captación sobre la profundidad de socavación por los cambios de rigidez que genera la presencia de estructuras hidráulicas, adicionado a la contracción del cauce natural, se hace necesario investigar sobre modificaciones a realizar en estructuras de captación convencionales para disminuir la profundidad de socavación y con ello los efectos negativos en su entorno.
2. Una de las limitaciones de la presente investigación fue el trabajo con aguas claras debido a que no se tiene información de transporte de sedimentos en ríos, por lo que se recomienda desarrollar estudios de transporte de sedimentos en ríos con lecho no cohesivos.

Aporte:

La contracción del cauce, el diámetro medio del lecho no cohesivo y pendiente del río tienen un efecto aditivo a la profundidad de socavación en la descarga de las estructuras de captación, correlacionándose numéricamente con la ecuación:

$$Y_s = \frac{D_s \cdot \rho_s}{\rho} \left(493,49 - 0,0062 \frac{D_s \cdot \sqrt{g \cdot Y_n \cdot S}}{v} + 4475,83 \frac{Y_n \cdot S}{D_s} - 360,38 \frac{H}{B} \right)$$

CAPÍTULO VI

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelhaleem, F. (2013). Effect of semi-circular baffle blocks on local scour downstream clear-overfall weirs. *Ain Shams Engineering Journal*, 4(4), 675-684.
- Amin, A. (2015). Physical model study for mitigating local scour downstream of clear over-fall weirs. *Ain Shams Engineering Journal*, 6(4), 1143-1150.
- ANA (2016). Priorización de cuencas para la Gestión de los Recursos Hídricos. Lima Perú, Autoridad Nacional del Agua. 137 p.
- Ali, K., & Lim, S. (1986). Local scour caused by submerged wall jets. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 81(4), 607-645.
- Azamathulla, H., Deo, M., & Deolalikar, P. (2008). Alternative neural networks to estimate the scour below spillways. *Advances in Engineering Software*, 39(8), 689-698.
- Azamathulla, H., & Ghani, A. (2010). ANFIS-based approach for predicting the scour depth at culvert outlets. *Journal of pipeline systems engineering and practice*, 2(1), 35-40.
- Balachandar, R., & Kells, J. (1997). Local channel in scour in uniformly graded sediments: the time-scale problem. *Canadian journal of civil engineering*, 24(5), 799-807.
- Balachandar, R., Kells, J., & Thiessen, R. (2000). The effect of tailwater depth on the dynamics of local scour. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(1), 138-150.
- Bazargan, J., & Kalantari, M. (2015). Presenting Relations for Estimate the Scour Depth Due to Free Falling Jets.
- Breusers, H. (1966). Conformity and time scale in two-dimensional local scour.
- Bormann, N., & Julien, P. (1991). Scour downstream of grade-control structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(5), 579-594.
- Cengel, Y. & Cimbala, J. (2006). *Mecánica De Fluidos Fundamentos y Aplicaciones*. primera edición. Mexico, Ed Mc Graw-Hill. 997 p.
- Chanson, H. (2004). *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Traducción Juan G. Saldarriaga. Bogotá, Colombia, McGraw-Hill. 560 p.

- Chow, VT. (1994). Hidráulica de canales abiertos. Traducción Juan G. Saldarriaga. Santafé de Bogotá, Colombia, McGraw-Hill. 664 p.
- Dal Ré Tenreiro, R. (2003). Pequeños embalses de uso agrícola. España, Mundi Prensa. 389 p.
- Ettema, R. (2000). Hydraulic modeling: Concepts and practice. United States of America. American Society of Civil Engineers. 390 p (II Series ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 97).
- Ettmer, B. (2009). Erosión cerca de estructuras hidráulicas – predicción y leyes de similitud en modelos hidráulicos. Ingeniería Hidráulica México 24(4), 23-36.
- Farhoudi, J., & Smith, K. (1982). Time scale for scour downstream of hydraulic jump. Journal of the Hydraulics Division, 108(10), 1147-1162.
- Farhoudi, J., & Shayan, H. K. (2014). Investigation on local scour downstream of adverse stilling basins. Ain Shams Engineering Journal 5(2):361-375.
- French, R. (1993). Hidráulica de canales abiertos. Traducción M.I. Ariel Friedman. México, McGraw-Hill. 724 p.
- Fuentes, R. (2002). Modelos Hidráulicos: Teoría y diseño. Santiago, Chile, Dolmen. 274 p.
- Gamarra, G. (2008). Estadística e Investigación. Lima, Perú, San Marcos. 205 p.
- García, M. y Maza, J. (1998). Origen y propiedades de los sedimentos. Manual de Ingeniería de Ríos, México, UNAM 118 p.
- Gendaszek, A., Magirl, C., Czuba, C, y Konrad, C. (2013). El tiempo de socavación y relleno en un río con grava medido con acelerómetros enterrados. Revista de hidrología. 495, 186-196.
- Ghodsian, M., Mehraein, M., & Ranjbar, H. (2012). Local scour due to free fall jets in non-uniform sediment. Scientia Iranica, 19(6), 1437-1444.
- Glenn, O., et al. (1990). Ingeniería de conservación de suelos y agua. México, Limusa. 570 p.

- Guyen, A., & Gunal, M. (2008). Prediction of scour downstream of grade-control structures using neural networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(11), 1656-1660.
- Hamidifar, H., Nasrabadi, M., & Omid, M. (2017). Using a bed sill as a scour countermeasure downstream of an apron. *Ain Shams Engineering Journal*.
- Jaramillo, V. (2013). Estudio de socavación en el tercer puente sobre el río Cautín en Temuco. Tesis de grado. Valdivia Chile, Universidad Austral de Chile. 126 p.
- Johnston, A. (1990). Scourhole developments in shallow tailwater. *Journal of hydraulic research*, 28(3), 341-354.
- Liriano, S., & Day, R. (2001). Prediction of scour depth at culvert outlets using neural networks. *Journal of hydroinformatics*, 3(4), 231-238.
- Mason, P., & Arumugam, K. (1985). Free jet scour below dams and flip buckets. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(2), 220-235.
- Martinez, E. (2001). *Hidráulica Fluvial: Principios y Práctica*. 1ª Edición. Madrid, España, Bellisco. 382 p.
- Maza, J. y Springall, R. (1968). *Modelos fluviales de fondo móvil y su calibración*. México, DF, Instituto de Ingeniería, 20 p.
- Mohamed, Y., Abdel-Aal, G., Nasr-Allah, T., & Shawky, A. (2016). Experimental and theoretical investigations of scour at bridge abutment. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, 28(1), 32-40.
- Mossa, M. (1998). Experimental study on the scour downstream of grade-control structures. *Proc., 26th Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, 581-594.
- Nácher, B. (2012). Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas debajo de puentes sobre cauces. Tesis Fin de Máster. Valencia España, Universidad de Valencia. 121 p.
- Nippon Koei (2010). Plan de gestión de los Recursos Hídricos en los recursos hídricos en las cuencas Mashcón y Chonta, Cajamarca, Perú, 268 p.

- Nugroho, J., Achiari, H., & Harlan, D. (1998). Preliminary Study on Scouring at parallel pipelines river crossing. Research Division of Water Resources Engineering Institute Technology Bandung.
- Osornio, E. (2008). Socavación en pilas y estribos del puente Cuate II nueva Italia – Arteaga Km. 160.312. Tesis de Maestría. Morelia México, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. 134 p.
- Pagliara, S., & Palermo, M. (2017). Scour process caused by multiple subvertical non-crossing jets. *Water Science and Engineering*, 10(1), 17-24.
- Rocha, A. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Lima, Perú, Ingeniería. 270 p.
- Shayan, H., & Farhoudi, J. (2015). Local scour profiles downstream of adverse stilling basins. *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, 22(1), 1.
- Shields, A. (1936). Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenz Forschung auf die Geschiebebewegung. Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau. Berlin, Germany. 26 p.
- Subhasish, D., & Raikar, R. (2006). Live-bed scour in long contractions. *International Journal of Sediment Research*, 21(2), 166-170.
- Tuna, M., & Emiroglu, M. (2011). Scour profiles at downstream of cascades. *Scientia Iranica*, 18(3), 338-347.
- Vásquez, L. (2016). Influencia de la contracción del cauce en la profundidad de socavación en la descarga de la estructura de captación Huayrapongo en el río Cajamarquino. Tesis de Maestría. Cajamarca Perú, U. N. C. 71 p.
- Vergara, M. (1995). Técnicas de Modelación en Hidráulica. México D.F, Alfaomega. 294p
- White, F. (2004). Mecánica de fluidos. Quinta edición, Madrid, España. Mc Graw Hill, 834p
- Yalin, M.S. (1971). Theory of hydraulic models (Vol. 1). London, Macmillan 266 p.
Disponible en: <http://library.wur.nl/WebQuery/groenekennis/976193>.
- Zhang, S., Pang, B., & Wang, G. (2014). A new formula based on computational fluid dynamics for estimating maximum depth of scour by jets from overflow dams. *Journal of Hydroinformatics*, 16(5), 1210-1226.

CAPÍTULO VII

APENDICES

APÉNDICE 1. Ficha de recolección de datos de pruebas en laboratorio.

| FICHA DE DATOS (Canal de Pendiente Variable) | | CODIGO: | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|------|------|------|------|------|-----------|-----|-----|--|--|--|--|
| MODELO HIDRAULICO E: 1:40 | | CPV-004 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Prueba: | SOCAVACION EN LA DESCARGA DE ESTRUCTURA DE CAPTACION | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Caudal: METODO VOLUMETRICO | <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td style="border: none;"></td> <td>1ª prueba</td> <td>2ª prueba</td> <td>3ª prueba</td> <td>4ª prueba</td> <td>Promedio</td> </tr> <tr> <td style="border: none; text-align: left;">T (seg.)</td> <td>6.52</td> <td>6.57</td> <td>6.46</td> <td>6.53</td> <td>6.52</td> </tr> <tr> <td style="border: none; text-align: left;">Vol (lts)</td> <td colspan="4">20</td> <td></td> </tr> </table> | | 1ª prueba | 2ª prueba | 3ª prueba | 4ª prueba | Promedio | T (seg.) | 6.52 | 6.57 | 6.46 | 6.53 | 6.52 | Vol (lts) | 20 | | | | | |
| | | 1ª prueba | 2ª prueba | 3ª prueba | 4ª prueba | Promedio | | | | | | | | | | | | | | |
| | T (seg.) | 6.52 | 6.57 | 6.46 | 6.53 | 6.52 | | | | | | | | | | | | | | |
| Vol (lts) | 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td style="border: none;">CAUDAL (lts/seg)</td> <td>3.07</td> </tr> </table> | CAUDAL (lts/seg) | 3.07 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| CAUDAL (lts/seg) | 3.07 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Información Hidráulica: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sección: RECTANGULAR | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Material de lecho: ARENA GRADUADA 68% + GRAVILLA 32% | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Datos: | Fotografía: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>Unid.</td> <td>P</td> <td>H</td> <td>Y1</td> <td>Y2</td> <td>Ls</td> <td>Ps</td> <td>Y0</td> </tr> <tr> <td>cm.</td> <td>3.0</td> <td>3.7</td> <td>1.1</td> <td>4.7</td> <td>26</td> <td>5.0</td> <td>1.9</td> </tr> </table> | Unid. | P | H | Y1 | Y2 | Ls | Ps | Y0 | cm. | 3.0 | 3.7 | 1.1 | 4.7 | 26 | 5.0 | 1.9 | | | | |
| Unid. | P | H | Y1 | Y2 | Ls | Ps | Y0 | | | | | | | | | | | | | |
| cm. | 3.0 | 3.7 | 1.1 | 4.7 | 26 | 5.0 | 1.9 | | | | | | | | | | | | | |
| | Tiempo max. Socavación: 10 min. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de Flujo: | SUPERCritico (Fr = 1.627 >> 1) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Observación: | El tipo de flujo se lo determina para la corriente aguas debajo de la estructura antes de iniciar la erosión. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figura 38. Ficha de recolección en laboratorio.

APÉNDICE 2. Levantamiento de Información de campo.

| SOCAVACION EN LA CAPTACION "JESUS CHUCO" | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|--------|------|------|------|------|------|------|
| Distancia (m) | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 16.1 | 16.3 | 16.4 | 17.6 | |
| Socavación (m) | INACCESIBLE | INACCESIBLE | 0.153 | 0.76 | 0.65 | 0.63 | 0.64 | 0.63 | 0.62 | 0.59 | 0.63 | 0.615 | 0.51 | 0.63 | 0.51 | 0.53-1 | 0.71 | 0.51 | 0.81 | 0.18 | 0.18 | 0.18 |

Fuente: Elaboración propia



| SOCAVACION EN LA CAPTACION "REMONTA I" | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Dist. (m) | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27.4 |
| Socav. (m) | 1.45 | 1.3 | 1.45 | 1.27 | 1.27 | 1.17 | 1.18 | 1.18 | 1.27 | 1.15 | 1.26 | 1.25 | 1.28 | 1.24 | 1.28 | 1.24 | 1.24 | 1.4 | 1.17 | 1.26 | 1.24 | 1.25 | 1.17 | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |

Fuente: Elaboración propia

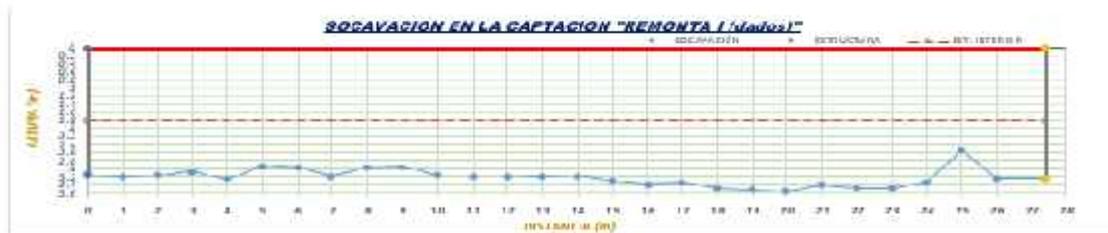


Figura 39. Levantamiento de Información de campo.

APÉNDICE 3. Modelamiento Matemático aplicando Software Iber de cauce de río

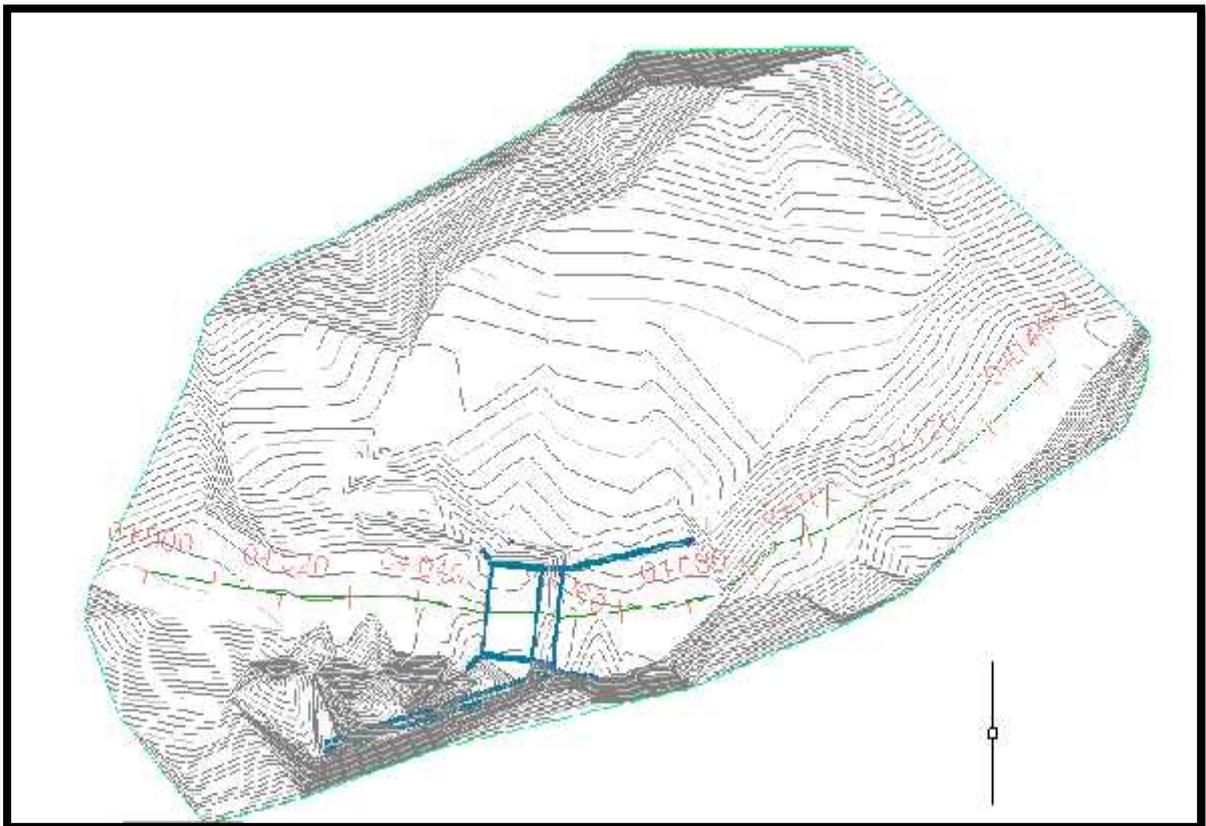


Figura 40. Levantamiento topográfico de Lecho de río y estructura de captación.

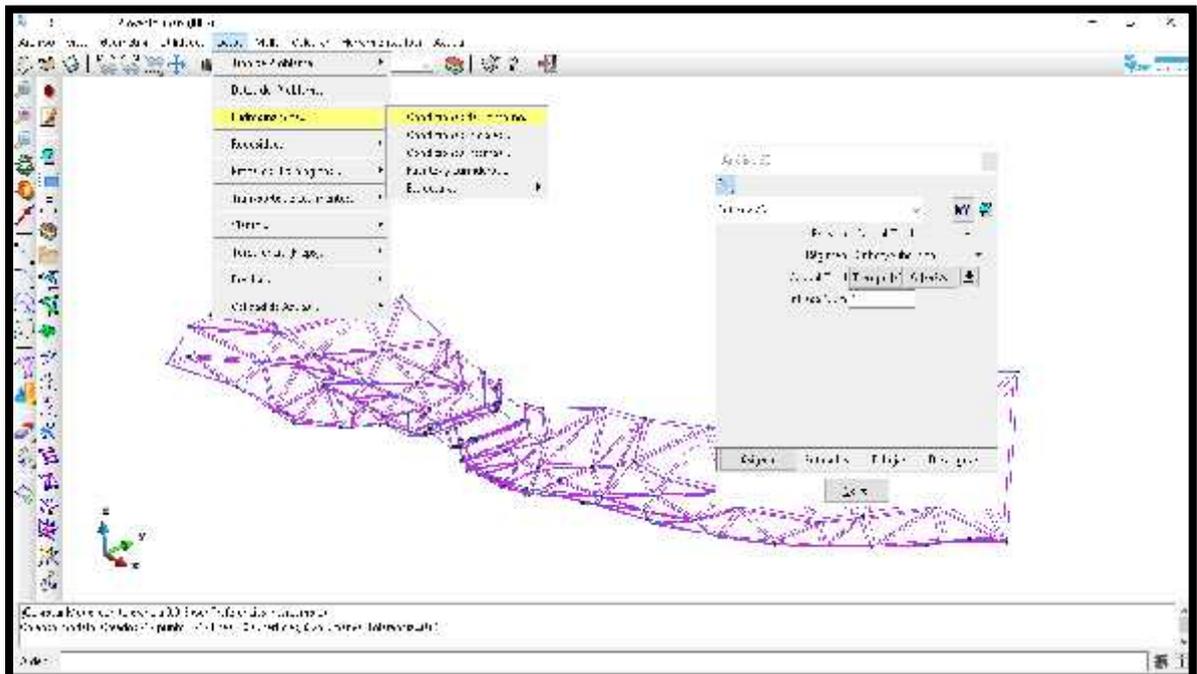


Figura 41. Procesamiento de información topográfica en Autocad.

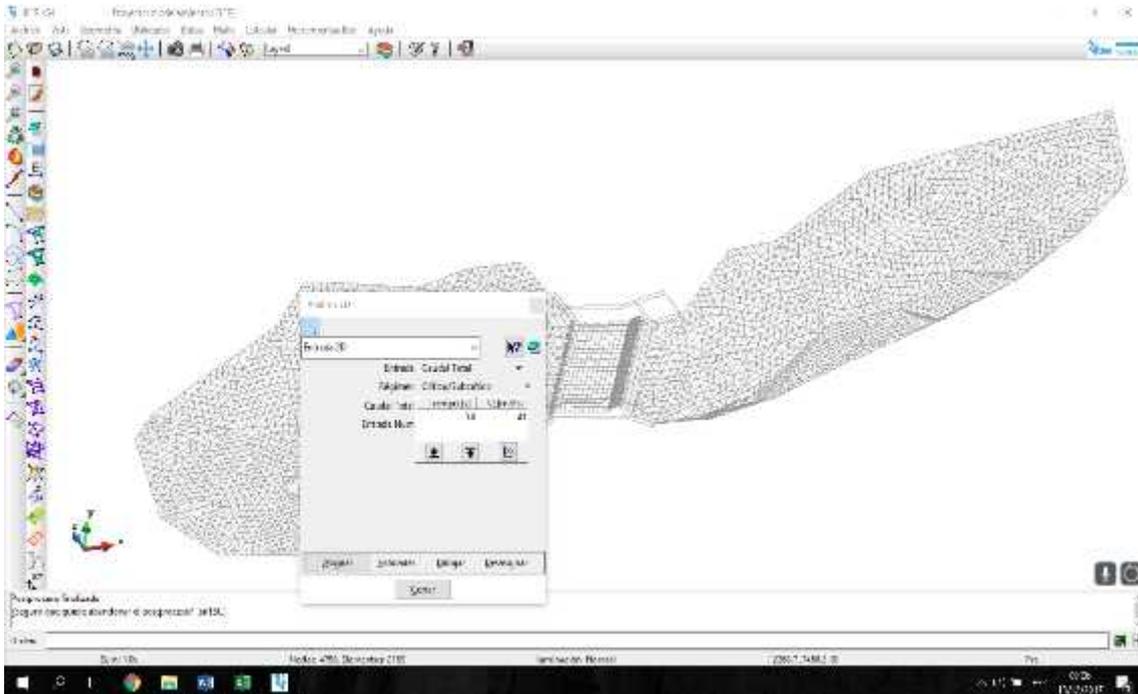


Figura 42. Asignación de condiciones de frontera para modelamiento en Iber.

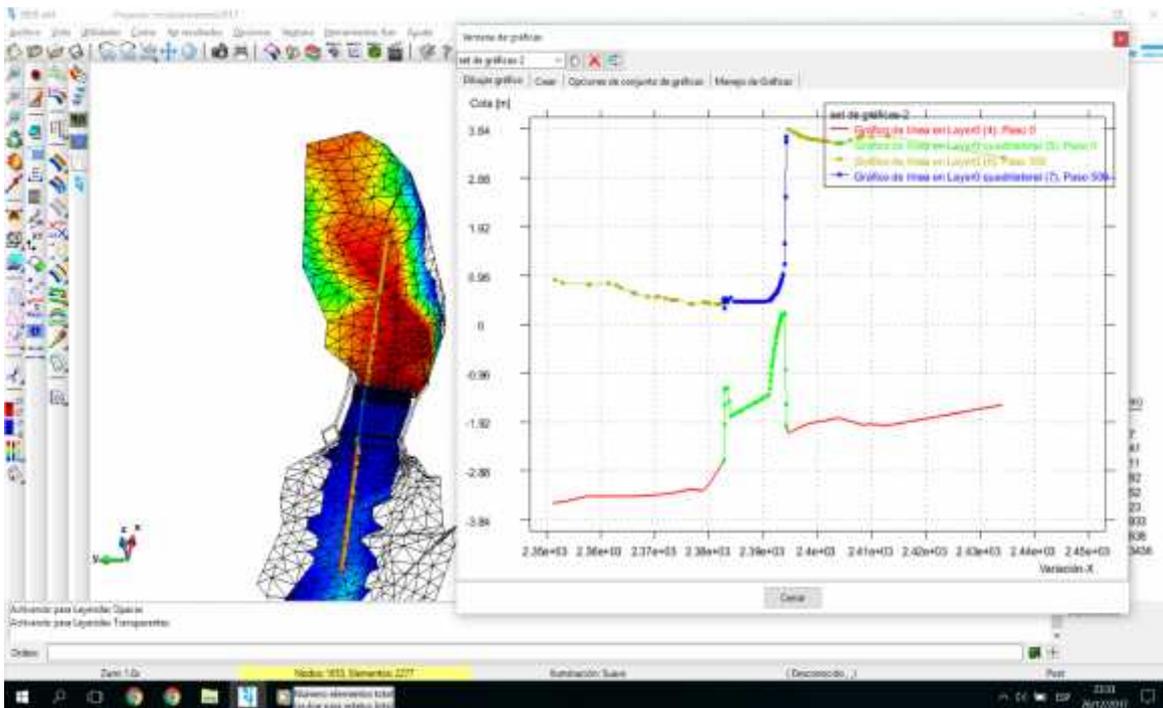


Figura 43. Procesamiento de información y visualización de resultados.

APÉNDICE 4. Modelamiento Físico en campo

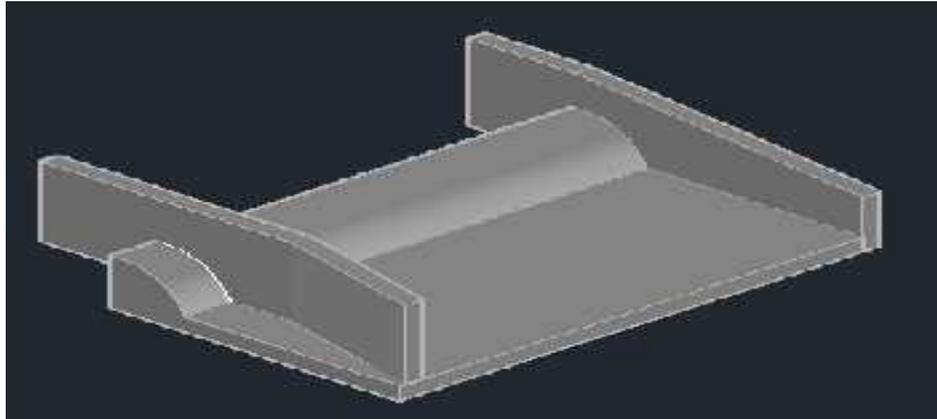


Figura 44. Modelo físico escala 1:20 de estructura de captación.



Figura 45. Modelamiento de estructura para condiciones de similitud.en campo.



Figura 46. Socavación en modelo físico de campo.

APÉNDICE 5. Modelamiento Físico en Laboratorio

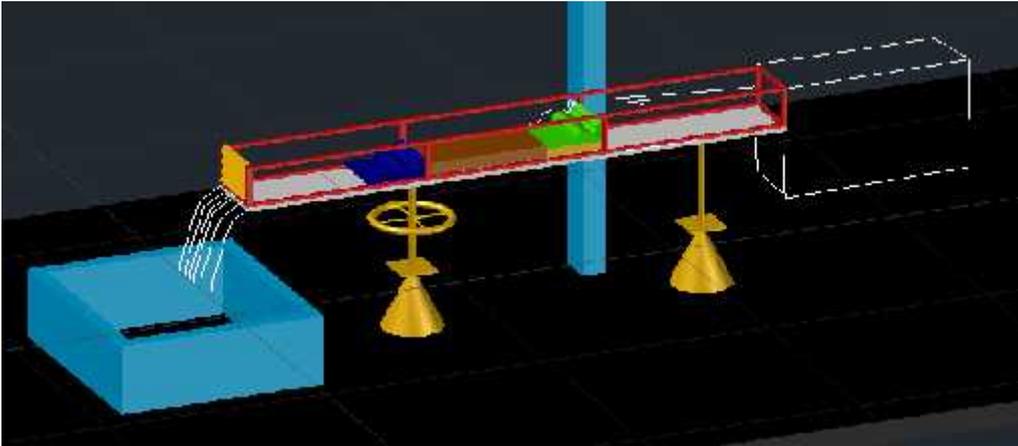


Figura 47. Canal de pendiente variable en Laboratorio.



Figura 48. Colocación de material seleccionado para prueba.



Figura 49. Modelamiento físico en canal de pendiente variable en laboratorio.