

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

**ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN RECURSOS HÍDRICOS**



**“ESTIMACIÓN DE SEDIMENTOS, MEDIANTE EL MODELO
UNIDIMENSIONAL HEC-RAS, EN EL RÍO COSTERO
TROPICAL HATO - PANAMÁ”**

Presentada por:

ANDRÉS MIRKO VALVERDE MILANOVICH

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAGÍSTER SCIENTIAE
EN RECURSOS HÍDRICOS**

Lima – Perú

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA

LA MOLINA

ESCUELA DE POSGRADO

MAESTRÍA EN RECURSOS HÍDRICOS

**“ESTIMACIÓN DE SEDIMENTOS, MEDIANTE EL MODELO
UNIDIMENSIONAL HEC-RAS, EN EL RÍO COSTERO TROPICAL
HATO - PANAMÁ”**

Presentada por:

ANDRÉS MIRKO VALVERDE MILANOVICH

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAGÍSTER SCIENTIAE EN
RECURSOS HÍDRICOS**

Sustentada y aprobada ante el siguiente jurado:

Dr. Néstor Montalvo Arquíñigo

PRESIDENTE

Mg.Sc. Ricardo Apaella Nalvarte

ASESOR

Dr. Jesús Abel Mejía Marcacuzco

MIEMBRO

Mg.Sc. Miguel Sánchez Delgado

MIEMBRO

AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso.

A los maestros de la Escuela de Posgrado de Recursos Hídricos por su apoyo y concejo, en especial al Ing. Ricardo Apacla, quien me asesoró en el proceso de la consolidación de la presente investigación.

A mis padres y hermanos por su apoyo incondicional.

“El viento va hacia el sur, y da vuelta en movimiento circular hacia el norte. Él va girando y girando de continuo en forma de círculo, y sin demora vuelve el viento a sus movimientos circulares”. Eclesiastés 1:6

“Está haciendo ascender vapores desde la extremidad de la tierra; ha hecho hasta conductos para la lluvia; está sacando el viento de sus almacenes”. Salmos 135:7

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|----|
| I. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| II. REVISIÓN DE LITERATURA | 3 |
| 2.1 Régimen Hidrológico de Panamá | 3 |
| A. Características Principales..... | 3 |
| B. Datos Generales de la distribución temporal de Caudales | 3 |
| 2.2 Granulometría | 7 |
| 2.3 Umbral o Principio del Movimiento | 9 |
| 2.4 Acorazamiento | 11 |
| 2.5 Técnicas de muestreo | 12 |
| 2.6 Transporte de sedimento de un río..... | 12 |
| A. Caudal solido | 13 |
| B. Equilibrio del fondo | 15 |
| C. Formas de fondo | 17 |
| 2.7 Caudal formativo..... | 20 |
| 2.8 Modelación de transporte de sedimentos | 20 |
| A. Teoría del régimen | 21 |
| B. Metodología de la velocidad competente | 22 |
| C. Simulación numérica del flujo plano no permanente con superficie libre... .. | 24 |
| D. Modelo hidrodinámico..... | 26 |
| III. MATERIALES Y MÉTODOS | 41 |
| 3.1 Información preliminar | 41 |
| A. Definición del área de estudio..... | 41 |
| B. Características generales de la cuenca del Río Hato..... | 43 |
| 3.2 Información Hidrométrica..... | 45 |

| | |
|--|----|
| 3.3 Información de sedimentos | 46 |
| 3.4 Geometría del modelo..... | 47 |
| 3.5 Ejecución del modelo..... | 47 |
| 3.6 Visualización de resultados..... | 49 |
| IV. RESULTADOS Y DISCUSION..... | 50 |
| 4.1 Analizar las curvas granulométricas obtenidas de los muestreos de campo..... | 50 |
| 4.2 Estimación y evaluación de la cantidad de los sedimento mediante las fórmulas del modelo unidimensional HEC- RAS..... | 52 |
| A. Comentarios de los métodos de transporte fluvial del modelo Hec Ras..... | 52 |
| B. Relación caudal líquido – caudal sólido | 53 |
| C. Estimación de la cantidad de Sedimentos..... | 56 |
| D. Evaluación de la cantidad de sedimentos con los métodos de transporte del modelo unidimensional HEC – RAS..... | 57 |
| E. Comentarios de la estimación y evaluación de la cantidad de los sedimento mediante las fórmulas del modelo unidimensional | 58 |
| V. CONCLUSIONES..... | 59 |
| VI. RECOMENDACIONES | 61 |
| VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 62 |
| VIII. ANEXOS | 67 |
| VII. ANEXOS | |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1: Clasificación de los sedimentos por tamaño según la American Geophysical Union (1947) | 8 |
| Tabla 2: Formulaciones para estimar la velocidad crítica | 23 |
| Tabla 3: Coeficientes empíricos de las formulaciones para estimar la profundidad de socavación | 24 |
| Tabla 4: Ecuaciones de Transporte de sedimentos | 30 |
| Tabla 5: Coeficientes de ecuaciones de Ackers y White | 32 |
| Tabla 6: Cuadro de velocidades de caída de Toffaleti | 39 |
| Tabla 7: Caracterización sedimentológica | 47 |
| Tabla 8: Curva granulométrica, muestra SRH – 3 del Rio Hato | 50 |
| Tabla 9: Curva granulométrica, muestra SRAC-2 de la Quebrada Aguas Claras | 51 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1: Regiones Hidrológicamente Homogéneas de Panamá | 6 |
| Figura 2: Distribución discreta o continua de tamaños (izquierda) y la curva granulométrica (acumulada) continua (derecha) | 7 |
| Figura 3: Abaco de Shields..... | 10 |
| Figura 4: Acorazamiento | 11 |
| Figura 5: Clasificación del transporte de sedimentos..... | 13 |
| Figura 6: Distribución de velocidades (izquierda) y concentraciones de sedimento en suspensión (derecha)..... | 14 |
| Figura 7: Analogía de la balanza de Lane. | 16 |
| Figura 8: Movimiento turbulento liso (izquierda) y rugoso (derecha) | 17 |
| Figura 9: Formas de fondo: arrugas (a), dunas (b), antidunas (c), rápidos y pozos (d)..... | 18 |
| Figura 10: Tensión Total sobre un fondo móvil en función del número de Froude (Fr)..... | 18 |
| Figura 11: Diagrama de formas de fondo en un ábaco de Shields | 19 |
| Figura 12: Esquema de sección con perfil de socavación. | 22 |
| Figura 13: Volumen de control en la ecuación de continuidad | 25 |
| Figura 14: Diagrama de cuerpo libre de una partícula en un flujo de agua..... | 38 |
| Figura 15: Proyecto de la Marina costera..... | 41 |
| Figura 16: Desembocadura del Rio Hato. | 42 |
| Figura 17: Desembocadura de la Quebrada aguas Claras | 42 |
| Figura 18: Cuenca del Rio Hato | 44 |
| Figura 19: Serie de caudales horarios en un año típico | 45 |
| Figura 20: Estadística de caudales horarios en un año tipo..... | 46 |
| Figura 21: Topografía y seccionamiento del cauce principal y tributario..... | 48 |
| Figura 22: Esquema para la aplicación del análisis de sedimentos en el Hec-Ras..... | 48 |
| Figura 23: Visualización de resultados del módulo de sedimentos del HEC-RAS..... | 49 |
| Figura 24: Ubicación espacial de las muestras | 51 |
| Figura 25: Relación Caudal Líquido –Transporte Sólido aguas arriba del tramo canalizado (ecuación de Yang)..... | 53 |
| Figura 26: Estadística Caudal Liquido –Transporte Sólido aguas arriba del tramo canalizado (ecuación de Yang)..... | 54 |

| | |
|---|----|
| Figura 27: Relación caudal líquido – caudal sólido, métodos de transporte pluvial modelo Hec – Ras..... | 55 |
| Figura 28: Espesor de sedimentación anual | 56 |
| Figura 29: Cambios del lecho con los métodos de transporte de fondo | 57 |

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. Resultados de los volúmenes acumulados de sedimentos para la muestra SRH-3 D_{50} , en el tramo de navegación de entrada a la Marina Costera (0+000 – 0+180).....67

ANEXO 2. Resultados de los volúmenes acumulados de sedimentos para la muestra SRH-3 D_{50} , en el tramo de navegación de entrada a la Marina Costera (0+000 – 0+180).....68

RESUMEN

En la presente investigación, se estimó la cantidad de sedimentos transferidos por los caudales de un año típico promedio, para una cuenca del pacífico costero tropical, involucrando variables de la sedimentología del lugar, y la geomorfología del mismo. Para la modelación de los cambios del lecho del río, se empleó el módulo de sedimentos del software HEC-RAS. Si bien es cierto no existe una metodología única o procedimiento estándar para este análisis, conociendo las limitantes de las ecuaciones incluidas en el software, las cuales aplican para ciertos rangos de granulometrías, se utilizó la ecuación que más se ajusta a las características del río en estudio. Las arenas predominantes obtenidas en las muestras de campo, constituyen un juicio de valor importante al momento de estimar y caracterizar el modelo. El presente trabajo de investigación, constituye una herramienta preliminar para futuros desarrollos e investigaciones en ríos tropicales costeros, de llanura predominantemente seca la mayor parte del año, donde la cantidad anual de transporte de sedimentos, ocurre el 6 por ciento del tiempo. Cabe anotar que, cualquier desarrollo de proyectos de marinas en este tipo de ríos, deberá tomarse en cuenta el régimen de transporte sedimentario, para estimar las condiciones de calados y navegabilidad.

Palabras claves: cantidad de sedimentos, granulometría, HEC-RAS.

ABSTRACT

In this research, the amount of sediment transferred was estimated by the flows of a typical average year, for a tropical coastal pacific basin, involving variables of the sedimentology and the geomorphology of the place. For the modeling of changes in the riverbed, the sediment module of the HEC-RAS software was used. While it is true that there is no single methodology or standard procedure for this analysis, knowing the limitations of the equations included in the software, which apply for certain ranges of granulometries, the equation that best fits the characteristics of the river was used. The predominant sands obtained in the field samples constitute an important value judgment when estimating and characterizing the model. This research works is a preliminary tool for future development and research in coastal tropical rivers, the predominantly dry plain most of the year, where the annual amount of sediment transport occurs 6 percent of the time. It should be noted that, any development of marine projects in this type of rivers, should take into account the sedimentary transport regime, to estimate the conditions of depth and navigability.

Keywords: Sediments quantity, granulometry, Hec - Ras.

I. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación, se basa en los estudios realizados para un proyecto de marina costera, localizado en la provincia de Coclé, en el corregimiento del Río Hato, de la ciudad de Panamá.

La ubicación actual de la zona de estudio, emplea las masas de agua existentes, provenientes del Río Hato y su tributario la Quebrada Aguas Claras, en combinación con el régimen marítimo presente en el litoral.

La investigación, requerirá la estimación de la cantidad de sedimentos que transporta el río en un año promedio hacia su desembocadura con el litoral, donde se desarrollará el proyecto de marina costera que, debido a la complejidad de las variables ambientales y morfológicas de los cursos hídricos, se hace necesario la investigación cualitativa y cuantitativa de los materiales transportados, a consecuencia de las corrientes naturales presentes.

Actualmente, no existe una metodología o procedimiento estándar para este análisis. Sin embargo, conociendo las características morfológicas y geométricas de un curso hídrico, podemos llevar este modelo complejo natural, a una discretización, con las variables más representativas según sea el caso. Cabe anotar que, las estimaciones de sedimentos, cuando se realizan sin haber calibrado fórmulas de transporte mediante mediciones “in-situ” durante crecidas, como en el presente caso de estudio, tiene una incertidumbre inherente a las formulaciones de cálculo, equivalente a un factor 2, (Es decir la mitad o el doble de la cantidad estimada).

Sin embargo, estas necesidades nos acercan a problemas reales que encontramos en la actualidad con mayor frecuencia, debido al tiempo y los recursos involucrados para realizar la toma de muestras, mediante una campaña anual para los eventos importantes de caudales. Siendo cautos con los resultados obtenidos, esta investigación pretende brindar una

estimación de sedimentos anual, para la viabilidad de los planes de dragado, si es que se usa el canal del río, como la entrada de las embarcaciones hacia el desarrollo de un proyecto de marina costera.

Se tiene como principal objetivo del estudio; estimar los sedimentos, mediante el modelo unidimensional Hec-Ras, en el Río Costero tropical, del cual se desprende los siguientes objetivos específicos a desarrollar:

- Analizar las curvas granulométricas obtenidas de los muestreos de campo.
- Estimar y evaluar la cantidad de sedimentos del Río Hato, mediante las fórmulas Ackers y White, Engelund y Hansen, Laursen modificado por Copeland, Meyer - Peter y Muller, Toffaleti, Yang, Wilcock en el modelo unidimensional HEC RAS.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Régimen Hidrológico de Panamá

La ubicación geográfica de Panamá, su tamaño, forma, orientación y relieve determinan la distribución temporal y espacial de la lluvia y, por ende, de los caudales así como los rendimientos en las diferentes regiones del país.

A. Características Principales

Las características geomorfológicas, geológicas y de uso del suelo influyen en la longitud, pendiente y orientación de los cursos de agua así como en la capacidad de retención de las cuencas.

La divisoria continental está constituida por una serie de cadenas montañosas que se extienden de Este a Oeste. Esta cadena montañosa hace que los ríos corran en dos vertientes: la del Pacífico, que abarca el 70% del territorio nacional, y la del Caribe o Atlántico, que ocupa el 30% restante. En términos generales, los ríos son de recorrido corto y sus cursos están usualmente orientados en dirección normal a las costas.

La longitud media de los ríos de la vertiente del Caribe es de 56 Km con una pendiente media de 2.5% y en la vertiente del Pacífico la longitud media de los ríos es de 106 Km con una pendiente media de 2.27%.

B. Datos Generales de la distribución temporal de Caudales

El caudal medio anual superficial total de Panamá, incluyendo el territorio continental e insular es de aproximadamente 4,222 m³/s (metros cúbicos por segundo) que corresponden a una escorrentía de 1,764 mm; hacia el Pacífico descarga aproximadamente el 60%. El coeficiente de escorrentía promedio es de 60.3%.

Por sus altos rendimientos unitarios, sobresalen las cuencas de los ríos Changuinola, Guarumo, Cricamola, Calovébora y Guázaro, en la vertiente del Caribe, y las de los ríos Chiriquí, Fonseca, Tabasará y San Pablo en la vertiente del Pacífico, con rendimientos superiores a 72 l/s/Km² (litros por segundo por kilómetro cuadrado). La vertiente del Pacífico posee los mayores recursos de agua del país, concentrados en la provincia de Chiriquí. En la provincia de Bocas del Toro se encuentran los recursos más abundantes de la región del Caribe. La porción oriental de la Península de Azuero y Los Llanos de Coclé presentan los recursos más bajos del país.

Hay una marcada diferencia en la distribución temporal de los caudales entre las dos vertientes. La del Caribe presenta una mayor regulación natural con 20% a 30% del caudal, en los meses de enero a abril, y de 70% a 80% del escurrimiento en la estación lluviosa, de mayo a diciembre. En la vertiente del Pacífico sólo del 7% al 15% del aporte anual se da entre enero y abril y del 85 al 93% restante en la estación lluviosa, de mayo a diciembre. Se observa, además, que la variación de los caudales mes a mes en la región del Caribe es mucho menor que en la región del Pacífico.

Lluvias convectivas: Estas se caracterizan por ser muy intensas y de corta duración. Suelen causar crecidas repentinas e inundaciones peligrosas muy localizadas en ríos y quebradas de cuencas pequeñas.

Fenómenos de El Niño y La Niña: Existe una relación bien definida entre la magnitud de los caudales promedios mensuales en Panamá y la ocurrencia de los eventos El Niño y La Niña. Durante el desarrollo de un evento El Niño, en la vertiente del Pacífico se observa una disminución en los caudales y en la vertiente del mar Caribe, un aumento. Lo contrario suele ocurrir durante el desarrollo de un evento La Niña.

Eventualmente, durante la ocurrencia de eventos El Niño, ocurren crecidas extraordinarias en la vertiente del Pacífico, que en algunas ocasiones, por su magnitud, hacen que el promedio de un mes específico supere su valor promedio histórico.

También es importante señalar, que se ha observado que la disminución de caudales durante eventos El Niño es variable. Esta disminución puede ser moderada o puede ser crítica para eventos el Niño clasificados como débil y como moderados. En cambio, para un evento El Niño fuerte, la disminución de los caudales siempre es crítica.

Hay que destacar el caso particular de la cuenca alta del río Chiriquí, en donde se ubica la central hidroeléctrica Fortuna, cuyo comportamiento obedece a las condiciones que se desarrollan en la vertiente del océano Pacífico, pero que además, está expuesta a las condiciones meteorológicas que ocurren en el Caribe. Es por ello que en esta cuenca suelen registrarse caudales por encima del promedio histórico durante el desarrollo de un evento El Niño.

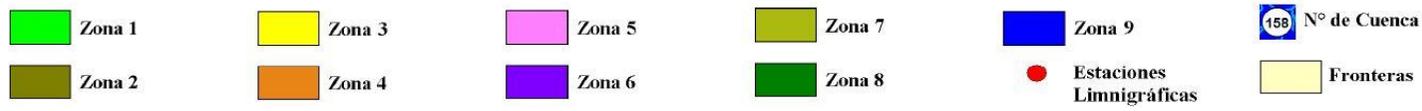
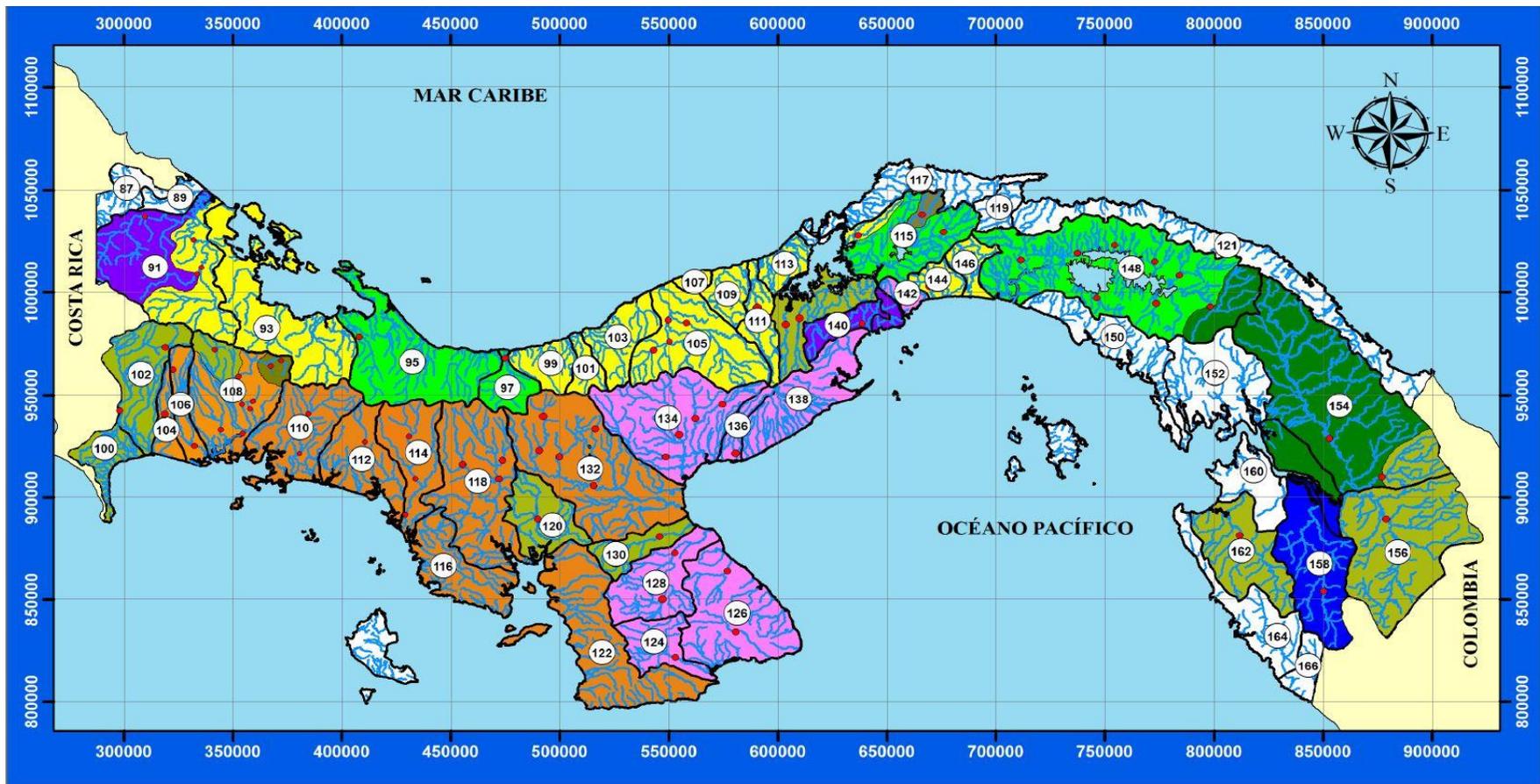


Figura 1: Regiones Hidrológicamente Homogéneas de Panamá

2.2 Granulometría

Los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales son aquellos que discurren sobre materiales transportados por el propio río en el pasado geológico y por ello sus lechos suelen ser granulares. Un río puede tener también, un cauce abierto en roca o materiales cohesivos; no por eso su contorno es fijo o inamovible, pero, las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a la mayor resistencia a la erosión. Tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo, sino, como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares. La Hidráulica Fluvial relativa a lechos cohesivos está todavía en sus principios.

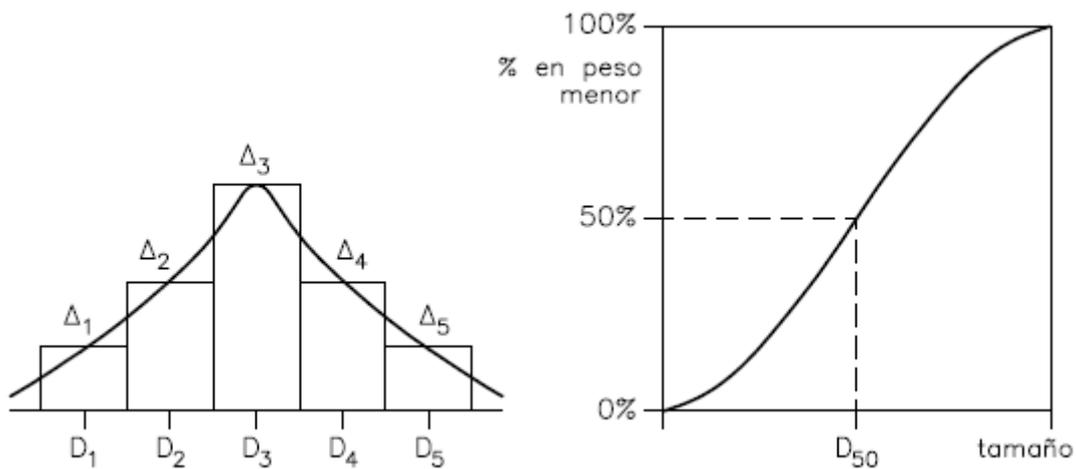


Figura 2: Distribución discreta o continua de tamaños (izquierda) y la curva granulométrica (acumulada) continua (derecha)

La propiedad individual de las partículas de un lecho granular que más importancia tiene en hidráulica fluvial es el peso. Los cauces naturales están formados por partículas de rocas y minerales, cuyo peso específico tiene poca variación. El valor medio es $\gamma_s = 2,65 \text{ T/m}^3$ o bien el peso específico relativo es $\gamma_s/\gamma = 2,65$. Gracias a ello, la propiedad de más importancia pasa a ser el tamaño, como representación del volumen de la partícula. La manera más común de analizar la distribución de tamaños en el lecho (o granulometría) es tamizar una muestra y pesar la fracción que pasa cada tamiz, pero es retenido en el siguiente tamiz. La representación gráfica de estas fracciones en un histograma, es una versión discreta, en clases de tamaños, de una función de densidad de probabilidad de los tamaños

(Figura 2). La gráfica acumulada donde se representa la fracción (o tanto por ciento) en peso menor que un tamaño determinado, se obtiene sumando los pesos de todas las clases inferiores. Esta curva es una versión discreta de la función de distribución acumulada de la variable tamaño D.

Tabla 1: Clasificación de los sedimentos por tamaño según la American Geophysical Union (1947)

| Grupo | Clase | Tamaño (mm) | |
|---------------------|--------------|--------------------|----------|
| Piedras (guijarros) | Muy grande | 2,048 | a 4,096 |
| | Grande | 1,024 | a 2,048 |
| | Mediana | 512 | a 1,024 |
| | Pequeña | 256 | a 512 |
| Cantos (cascajo) | Grande | 128 | a 256 |
| | Pequeña | 64 | a 128 |
| Grava | Muy gruesa | 32 | a 64 |
| | Gruesa | 16 | a 32 |
| | Mediana | 8 | a 16 |
| | Fina | 4 | a 8 |
| | Muy fina | 2 | a 4 |
| Arena | Muy gruesa | 1.000 | a 2.000 |
| | Gruesa | 0.500 | a 1.000 |
| | Mediana | 0.250 | a 0.500 |
| | Fina | 0.125 | a 0.250 |
| | Muy fina | 0.062 | a 0.125 |
| Limo | Gruesa | 0.031 | a 0.062 |
| | Mediana | 0.016 | a 0.031 |
| | Fina | 0.008 | a 0.016 |
| | Muy fina | 0.004 | a 0.008 |
| Arcilla | Gruesa | 0.002 | a 0.004 |
| | Mediana | 0.001 | a 0.002 |
| | Fina | 0.0005 | a 0.001 |
| | Muy fina | 0.00024 | a 0.0005 |

Fuente: USDA (1971).

Las partículas menores que 0,004 mm se llaman arcilla. Entre 0,004 mm y 0,062 mm se llaman limos. Entre 0,062 mm y 2,0 mm se llaman arenas. Entre 2,0 mm y 64 mm se llaman gravas. De ahí en adelante, la terminología castellana no parece completamente establecida, pero, podría llamarse cantos a los elementos hasta 25,6 cm y bolos de ahí en adelante. Muchos ingenieros emplean la palabra acarreo para referirse a las partículas grandes. En un

sentido parecido, se usan las palabras arrastres y aluviones o bien materiales de aluvión. La palabra sedimento designa colectivamente el material de un lecho.

Los lechos granulares están frecuentemente compuestos de una mezcla de tamaños desde fino hasta gruesos. Si la desviación típica granulométrica es $\sigma > 3$ se dice que una granulometría es extendida o que el material es bien graduado. Si, por el contrario, $\sigma < 3$ se dice que una granulometría es uniforme o que el material es mal graduado. El comportamiento de uno y otro lecho es diferente. La propiedad más destacada de los primeros es la posibilidad de que ocurra el fenómeno llamado acorazamiento, que ocurre cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños. Con frecuencia, los lechos naturales con arenas y gravas siguen una distribución log-normal, mientras los lechos de arenas finas uniformes pueden seguir una distribución normal (Martín, 2003).

(Allen, 1892) encontró que, la permeabilidad de las arenas sueltas dependía de dos cantidades, el diámetro efectivo y el coeficiente de uniformidad $C_\mu = D_{60}/D_{10}$. El coeficiente de curvatura $C_c = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60})$, establece las condiciones granulométricas del suelo en el sentido si el material es bien o mal graduado. Para arenas bien gradadas se requiere $C_\mu > 6$ y $1 < C_c < 3$.

2.3 Umbral o Principio del Movimiento

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua verá en algún momento desplazada una partícula por la fuerza del arrastre del agua. Saber en qué condiciones ocurre esto es el problema del umbral, principio, o condición crítica del movimiento de fondo, problema intensamente investigado en hidráulica fluvial, con gran implicación práctica sobre la erosión de un fondo. El conocimiento que se tiene proviene principalmente de ensayos en laboratorio con arenas uniformes. Aunque no hay acuerdo completo, sí parece dibujarse un consenso en torno a un resultado conocido como ábaco de Shields (Martín, 2003).

El criterio de Shields (1936) se usa para conocer el esfuerzo de fondo que hace que la partícula del lecho del cauce esté a punto de iniciar su movimiento debido a la acción del flujo.

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por un esfuerzo cortante en el fondo τ que produce el inicio del movimiento. La resistencia de la partícula a ser movida puede

relacionarse con el peso específico sumergido ($\gamma_s - \gamma$) y con el tamaño D que caracteriza el peso. Con estas tres variables se forma el parámetro adimensional τ_m , esfuerzo cortante adimensional, de la siguiente manera:

$$\tau_m = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

Como primera aproximación, el esfuerzo cortante existente en el fondo, τ_0 , se expresa como:

$$\tau_0 = \gamma R_h S_f$$

Donde R_h es el radio hidráulico y S_f la pendiente motriz. El inicio del movimiento se produce en el momento en que $\tau_0 = \tau_c$

La acción del agua sobre el fondo puede representarse mediante una velocidad llamada velocidad de corte u^* . Esta se define a partir de τ_0 como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

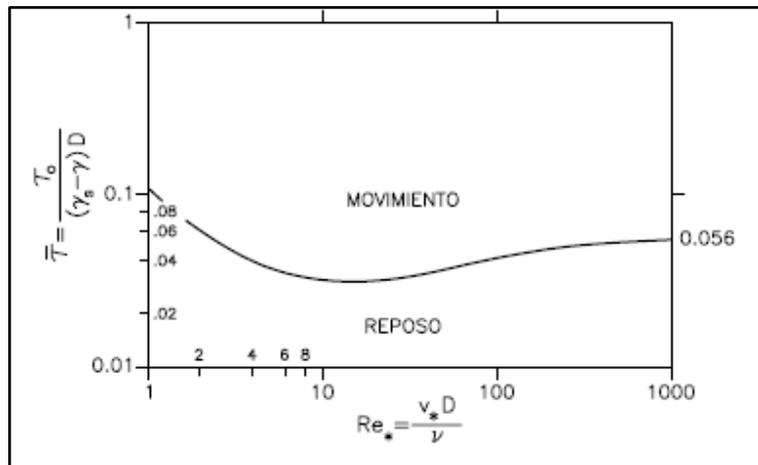


Figura 3: Abaco de Shields

Donde ρ es la densidad del agua, y a partir de ella se puede deducir fácilmente el número de Reynolds granular como:

$$Re_e = \frac{u_* D}{\nu}$$

El número de Reynolds granular mide la turbulencia a nivel de grano, donde ν es la viscosidad cinemática. El ábaco de Shields (τ_m) muestra la relación funcional existente entre τ_m y Re^* , y define el inicio del movimiento.

Fue obtenido por Shields en 1936 a partir de datos experimentales, utilizó cuatro tipos de sedimento para partículas uniformes de tamaño entre 0,36 y 3,44 mm. Donde X_{cr} representa el número de Reynolds granular e Y_{cr} es el esfuerzo cortante adimensional de Shields, τ_m .

2.4 Acorazamiento

Una limitación de la teoría del diagrama de Shields, es que dicha curva fue deducida mediante experimentos de laboratorio para materiales granulares finos y de granulometría uniforme. La Figura 4 muestra los tipos de acorazamiento, (a) acorazamiento observado, (b) acorazamiento, (c) acorazamiento dinámico.

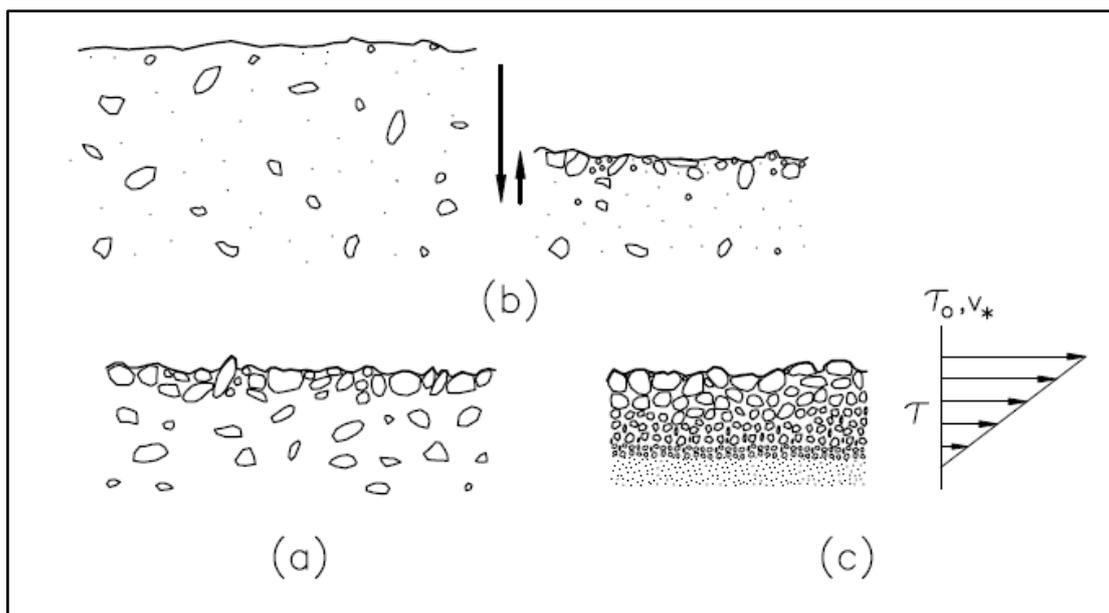


Figura 4: Acorazamiento

(Martín, 2007) indicó que, cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente, puede desplazar los finos más fácilmente que los gruesos. Mediante este razonamiento puede explicarse un desplazamiento selectivo de las partículas más finas que produzca con el tiempo, a partir de un material originariamente bien mezclado, una frecuencia mayor de gruesos en la superficie. Esta descripción corresponde a la realidad de

los lechos de los ríos, ya que son frecuentemente de grano más grueso las capas superficiales que las capas profundas. A este estado se le llama acorazamiento del lecho (Figura 4).

2.5 Técnicas de muestreo

Del fenómeno del acorazamiento se desprenden algunas consecuencias para los métodos de determinación de la granulometría en campo. El método más completo se puede llamar muestreo volumétrico: consiste en extraer del cauce un cierto volumen del material subsuperficial. Esto implica, retirar primero la capa superficial en un espesor comparable al tamaño de la mayor partícula observada en la superficie. El volumen que se toma en continuación deber ser representativo del material granular del cauce, para lo cual puede seguirse el criterio de que la mayor partícula extraída, no represente más del 1 por ciento en peso de toda la muestra, o bien para mayor precisión el 0,1 por ciento en peso.

2.6 Transporte de sedimento de un río

El transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios: (1) según el modo de transporte y (2) según el origen del material.

Según el modo de transporte, el sedimento puede ser transportado en suspensión, sostenido por la turbulencia del flujo, o bien por el fondo, rodando, deslizando o saltando. Una partícula inicialmente en reposo puede ser transportada a saltos por el fondo cuando se supera el umbral del movimiento, pero si el río sigue creciendo, puede ser transportada luego en suspensión. Cuanto más intensa es la acción de la corriente, mayor es el tamaño del material de fondo que es puesto en suspensión y transportado de ese modo. Esta noción nos lleva a observar que el transporte de sedimento cuyo origen es el cauce se reparte entre los dos modos de transporte: en suspensión y de fondo.

El otro origen posible del material transportado es la cuenca hidrográfica del río. Se entiende que nos referimos al origen durante un episodio de lluvias y crecida fluvial. Evidentemente, a largo plazo todo el material del cauce tiene también su origen en la cuenca. El origen en la cuenca significa que simultáneamente al transporte de fondo y suspensión con origen en el cauce, la corriente transporta material con origen en la cuenca, material muy fino llamado material de lavado de la cuenca. Este material es transportado siempre en suspensión, por lo que el modo de transporte en suspensión suma material de los dos orígenes distintos. Un

criterio práctico para separar un origen del otro es el tamaño de las partículas $D = 0,0625$ mm.

El material inferior a éste procede mayoritariamente del lavado de la cuenca mientras que el superior procede del lecho. La clasificación del transporte se resume en la Figura 5.

El transporte en suspensión puede representar el 90 por ciento o más de todo el transporte sólido de un río y dentro de él, el material de lavado puede ser una parte grande. Este material de lavado está ligado a las características hidrológicas de la cuenca: la litología, los suelos, las pendientes, la vegetación, la precipitación, la escorrentía, etc. De hecho, la pérdida de suelo de una cuenca podría cuantificarse mediante el material de lavado transportado por el río. El río sirve tan solo de “corredor” o “vector” de este transporte. El material transportado en suspensión tiene gran repercusión en la salida o desembocadura de un sistema fluvial: en la formación de los deltas o la colmatación de los embalses. El transporte de fondo (el 10% restante quizás) tiene, sin embargo, la mayor repercusión morfológica sobre el río mismo, ya que causa sus modificaciones, y por ello es de interés en ingeniería fluvial. El transporte de fondo y más exactamente el transporte del material del cauce está ligado a las características hidráulicas del cauce: anchura, pendiente, granulometría, caudal, etc.

El transporte de sedimentos total será: $q_t = q_{sf} + q_{ss} + q_w$

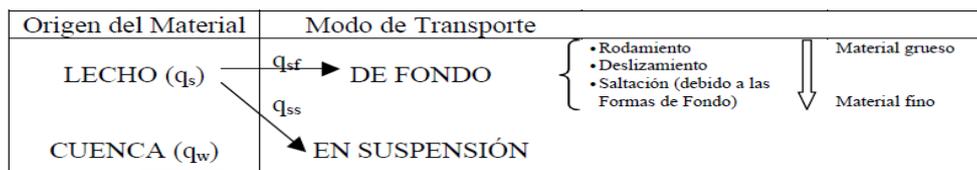


Figura 5: Clasificación del transporte de sedimentos

A. Caudal sólido

Por analogía con el flujo de agua, el primer paso en el análisis del transporte del sedimento es definir el caudal sólido, Q_s como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal y definir el correspondiente caudal sólido unitario, q_s , por unidad de anchura. Para el transporte en suspensión es más simple trabajar con el peso del material sólido en lugar del volumen.

Al peso por unidad de tiempo se le sigue llamando “caudal” en peso. Es preferible el peso porque las medidas practicables en un río son las velocidades del agua y las concentraciones de material sólido en suspensión expresadas en mg/L. Ambas variables tienen una distribución en la vertical predecible o reconocible: la de velocidades es una distribución logarítmica como se deduce de la teoría de la capa límite; la de concentraciones $C(y)$ es en primera aproximación una función exponencial negativa sobre la coordenada y . El caudal sólido unitario en peso g_s , es la integración en la vertical del producto de las dos variables $g_s = \int_0^y c(y)v(y)dy$, y se expresa en g / ms. Por otra parte, la predicción del volumen del sedimento al que corresponde un cierto peso de material en suspensión no es fácil, pues el peso específico del sedimento varía con el tiempo por consolidación y depende también de la granulometría.

También el transporte de fondo se expresa frecuentemente en peso además de darse en volumen. En este caso hay hasta cuatro modos de expresarlo que no deben confundirse:

- En volumen neto, que corresponde exactamente a la definición de caudal sólido.
- En volumen bruto o volumen de un empaquetamiento del material, que incluye por tanto huecos: designando por λ el índice de huecos, que es función de la granulometría del material, el volumen bruto es $1 / (1 - \lambda)$ veces el volumen neto.
- En peso seco, cuya relación con el volumen neto es el peso específico (2650 kg/m en materiales naturales) y finalmente
- En peso sumergido cuya relación con el volumen neto es el peso específico sumergido (1650 kg/m³).

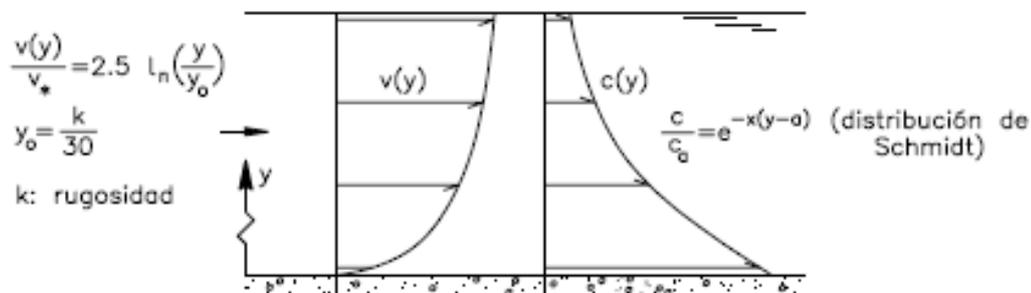


Figura 6: Distribución de velocidades (izquierda) y concentraciones de sedimento en suspensión (derecha).

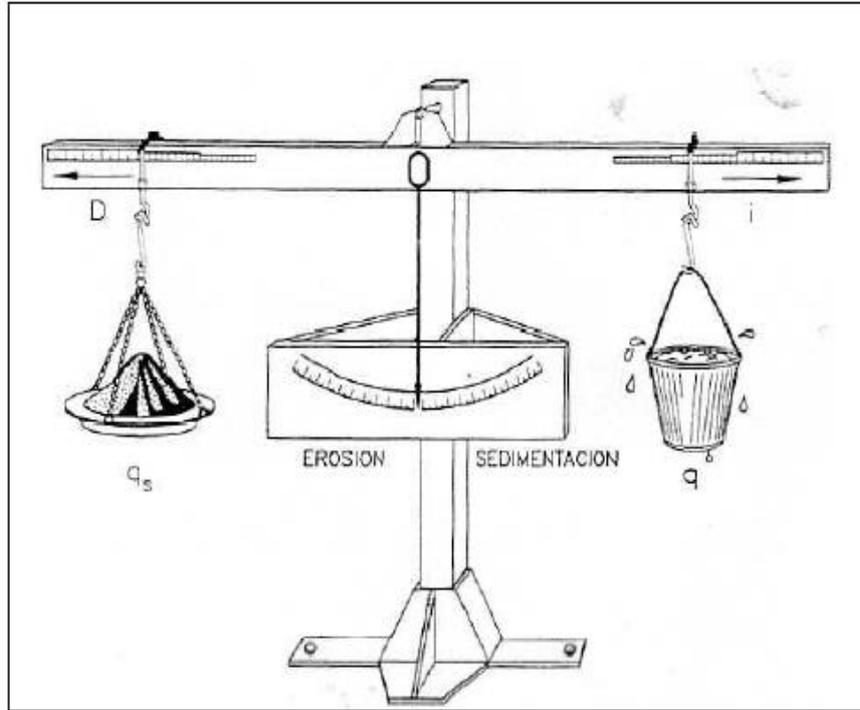
El volumen bruto tiene la virtud de ser directamente equiparable con los volúmenes de erosión o sedimentación en el fondo de un río. El volumen neto tiene la virtud de prestarse a una relación porcentual con el caudal líquido. Los pesos tienen la virtud de ser homogéneos con el transporte en suspensión y así permitir la comparación o la suma de ambos.

Podemos indicar que las mayores concentraciones de material en suspensión conocidas en grandes ríos son del orden de 1 g/L en China y las menores, en países europeos húmedos, son del orden de 1 mg/L. El río Ebro tras los embalses hidroeléctricos de Mequinzenza y Riba-roja, que retienen sedimento, presenta unas concentraciones del orden de 20 mg/L. Multiplicando por el caudal medio se obtiene una cifra global que suele expresarse en toneladas /año. En cuanto al transporte de fondo, es arriesgado dar un orden de magnitud independientemente de la magnitud de la corriente (del caudal líquido) y de las características hidráulicas y granulométricas del cauce. Sin embargo, un caudal sólido del orden del 0,1% - 1% del caudal líquido es posible.

B. Equilibrio del fondo

El fondo está en equilibrio en presencia de transporte de sedimento cuando las partículas que erosionan son las mismas que sedimentan, de manera que el fondo no modifica su cota. Al tratarse de un equilibrio móvil también se pueden considerar ciclos de manera que al cerrarse un ciclo no haya ni exceso ni falta de sedimento y el fondo se pueda considerar en equilibrio. Una herramienta sencilla para entender cualitativamente, aunque con limitaciones, el fenómeno de equilibrio de fondo es la *Balanza de Lane* (1955), citado por García (2010), que propone una relación entre cuatro variables: (1) caudal líquido unitario q , (2) el caudal sólido unitario de fondo q_s , (3) la pendiente i y (4) el tamaño del sedimento D (García, 2010).

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



**Figura 7: Analogía de la balanza de Lane.
Fuente: García (2010).**

Para cada problema concreto se ha de valorar que parámetros de la balanza han provocado el desequilibrio y cuáles se pueden reajustar para devolver la posición vertical de equilibrio. Cuando los caudales líquido y sólido de un río no están equilibrados, se tendrá un exceso de transporte de fondo (“sobrealimentación”) o un defecto (“subalimentación”), y por eso se producirá una sedimentación o erosión respectivamente. Así, siempre que se da un desequilibrio de caudales, el fondo evoluciona hacia una nueva situación de equilibrio, variando su pendiente hasta conseguir una nueva pendiente de equilibrio. Un ejemplo de esto, sería un desequilibrio en el que se tiene mucha agua y pocos sólidos, entonces se da una erosión del fondo que bascula hasta alcanzar una pendiente menor. Por último, se indica que el equilibrio también depende del tamaño del sedimento, porque para un mismo caudal líquido y sólido la pendiente de equilibrio, será más alta en la medida que el sedimento sea más grueso.

En el caso de muchos ríos, es interesante señalar el sentido que toma la pendiente de fondo ante un desequilibrio. Esta es la variable que asume la función de restablecer el equilibrio, que se traduce en los basculamientos de un río.

C. Formas de fondo

El fondo de un río con transporte de sedimento, es decir, habiendo superado el umbral del movimiento, puede presentar una configuración no plana, sino, ondulada siguiendo las llamadas formas de fondo. Las formas de fondo tienen importancia porque participan en el transporte de sedimentos y porque intervienen decisivamente en la resistencia al flujo (rugosidad). Las formas de fondo ocurren con toda propiedad en lechos de arena, mientras que en ríos de grava y en ríos con materiales gruesos de granulometría extendida parece ser que se presentan limitadamente o no se presentan.

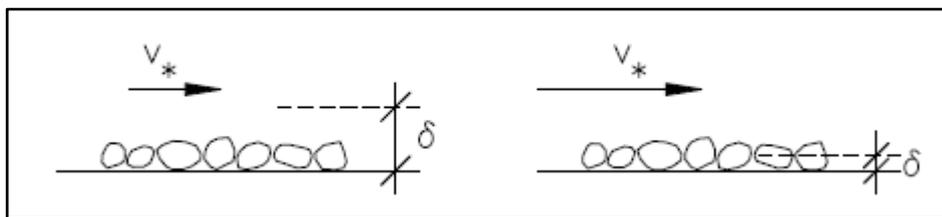


Figura 8: Movimiento turbulento liso (izquierda) y rugoso (derecha)

Al comenzar el movimiento en un lecho de arena e ir aumentando la velocidad, se presentan en este orden las siguientes formas (Figura 9) arrugas, dunas, lecho plano y antidunas. Las arrugas (o rizados o ripples) son pequeñas ondulaciones con altura máxima del orden de centímetros y longitud de onda máxima del orden de decímetros. Sólo aparecen con arena fina ($< 0,6$ mm) y su presencia indica que el movimiento no es turbulento rugoso en el fondo o sea, la subcapa límite granular recubre el grano (Figura 8).

Las dunas son ondulaciones también triangulares, pero con taludes muy diferentes: el de aguas arriba es muy suave y el de aguas abajo muy marcado. El tamaño de la duna es de un orden de magnitud mayor que el de las arrugas, pero además está en una proporción constante con el calado. La superficie libre se ondula suavemente en oposición al fondo (descenso sobre la cresta y ascenso sobre el valle) lo que indica que el régimen hidráulico es lento. Las dunas migran hacia aguas abajo; su movimiento es el resultado del avance de los granos sobre la pendiente suave para quedar atrapados tras la cresta (Figura 9). El transporte de fondo en lechos de dunas se puede cuantificar a través de su velocidad de avance.

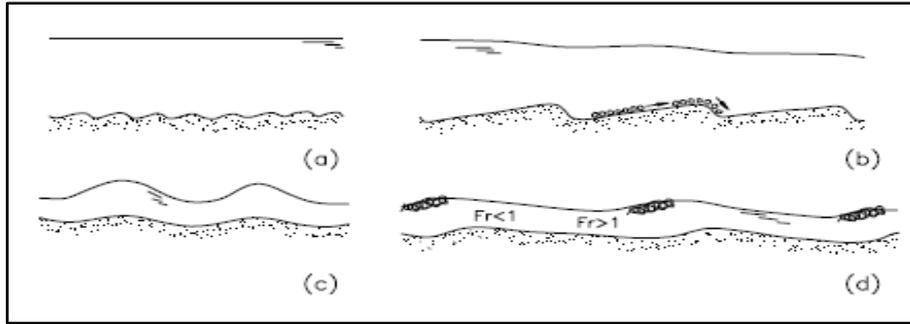


Figura 9: Formas de fondo: arrugas (a), dunas (b), antidunas (c), rápidos y pozos (d)

Aumentando más la velocidad, las dunas se alargan hasta ser barridas, quedando un lecho plano o de transición con transporte de sedimento. Con una velocidad mayor, el lecho se ondula en formas simétricas llamadas antidunas, que pueden migrar aguas arriba, pese a verificarse un fuerte transporte de sedimentos aguas abajo. La superficie libre presenta una fuerte ondulación en consonancia con el fondo, lo que indica que el régimen hidráulico de la corriente es rápido. La evolución de este régimen conduce a la aparición de crestas de espuma y finalmente verdaderos resaltos hidráulicos. En ocasiones, se añade a la clasificación de formas una llamada “rápidos y pozos” que es el punto final de la evolución indicada y se presenta en ríos de gran pendiente (Figura 9). Estos hechos sugieren la idea de que el régimen rápido no ocurre de forma estable y prolongada en los cauces naturales por el hecho de que el fondo es deformable y móvil.

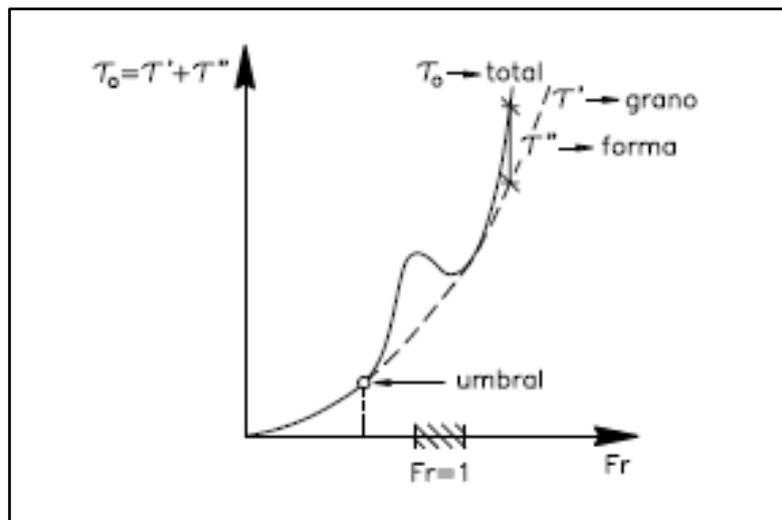


Figura 10: Tensión Total sobre un fondo móvil en función del número de Froude (Fr).

Cada forma de fondo añade a la resistencia al flujo debida al tamaño del grano una resistencia de forma. Esta es, lógicamente mayor con las dunas que con las arrugas o con el lecho plano. Por otro lado, este último coincide aproximadamente con el régimen crítico (número de Froude = 1), separando las formas de fondo de régimen subcrítico o lento (arrugas y dunas) de las de régimen supercrítico o rápido (antidunas).

Las particularidades de esta curva explican el hecho, comprobado en ríos de arena, de que en cierta región de caudales un caudal mayor circule con un alado menor (las dunas son barridas y la resistencia al flujo disminuye). En la Figura 10 se observa la tensión total debida a las fuerzas de rozamiento en el fondo en esta evolución de formas.

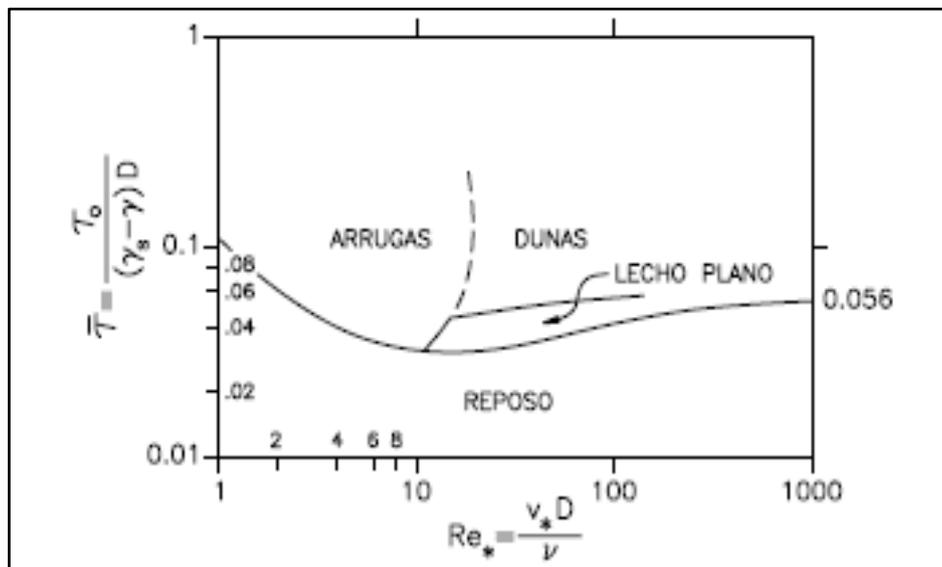


Figura 11: Diagrama de formas de fondo en un ábaco de Shields

Existen diversos criterios para deducir las formas de un fondo granular. Uno muy simple emplea las mismas variables adimensionales del ábaco de Shields (Figura 11) con lo que resulta un área distinta para cada forma por encima de la línea del principio del movimiento. Se observa que las arrugas corresponden al movimiento turbulento liso y que son sustituidas por lecho plano y dunas para movimiento más desarrollado.

En ríos de granulometría gruesa y extendida se presentan formas de fondo de mayor escala y desarrollo longitudinal, llamadas barras.

2.7 Caudal formativo

Los ríos transportan cantidades significativas de sedimento y erosionan su cauce, lecho y riberas, en respuesta a eventos de crecida. Grandes crecidas tienen un gran potencial para generar cambios morfológicos en el cauce, sin embargo, ellas ocurren con muy poca frecuencia. Pequeñas crecidas son mucho más frecuentes, pero no son efectivas desde el punto de vista de los cambios geomorfológicos.

En principio, el trabajo formativo del cauce asociado a una crecida dada puede ser estimado mediante el producto entre el volumen de sedimento transportado y su frecuencia de ocurrencia. El caudal asociado a la crecida que alcanza el máximo trabajo formativo del cauce se denomina caudal dominante o formativo.

En los ríos la mayor cantidad de trabajo formativo del cauce, es producida por eventos de crecidas que ocurren, en promedio, entre dos veces por año y una vez cada cinco años (Petts y Amoros, 1996). Por lo tanto, el concepto de caudal dominante se relaciona con la idea de que los ríos ajustan la forma de su cauce, de modo de conducir crecidas moderadas entre sus riberas. Desde este punto de vista, el caudal formativo resulta ser similar en magnitud al caudal denominado de cauce lleno y resulta ser menor que aquel asociado a crecidas extremas o de baja frecuencia de ocurrencia. El caudal de cauce lleno se ha relacionado, en un gran rango de ríos distintos, con periodos de retorno que van entre 1 a 3 años, con un valor medio de alrededor de 1,5 años (Leopold, 1953).

En base a los argumentos anteriores, parece evidente que el cauce principal de un curso de agua queda definido por caudales con períodos de retorno relativamente bajos, con valores que van de 1 a 5 años. Crecidas con caudales mayores producen el desborde de las riberas y la inundación de sectores aledaños. Ellas pueden causar socavación y erosión de sectores del cauce que pueden ser de importancia, pero que corresponden a eventos puntuales que no necesariamente definen el comportamiento de largo plazo del sistema (Niño, 2004).

2.8 Modelación de transporte de sedimentos

La estimación de la agradación o degradación del cauce generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos. Dentro de las relaciones empíricas se destacan dos enfoques, el primero se basa en la teoría del régimen y el segundo en el

equilibrio entre la Velocidad del flujo y la velocidad crítica para el movimiento de las partículas que conforman el lecho (Barbosa, 2013).

A. Teoría del régimen

La teoría del régimen fue iniciada en 1895 por Kennedy, quién para construir una red de canales no revestidos para riego, observó y midió las dimensiones de 22 canales del sistema Alto Bari Doab (India) que ya estaban en operación, y su sección se había ajustado a unas dimensiones estables para los caudales, líquidos y sólidos, que transportaban. Kennedy obtuvo que la velocidad media de flujo está en función de la profundidad de equilibrio de los canales, y con esa relación dimensionó futuros canales (Maza y García, 1996).

$$V_c = c \times h_c^b$$

Lindley (1919) empleó el término régimen, para definir que un canal se encuentra en régimen cuando su sección y pendiente están en equilibrio para el caudal transportado, de tal manera que, aumentos o disminuciones de él, hacen que el ancho y la profundidad se modifiquen (Maza y García, 1996). Numerosos autores propusieron relaciones empíricas de este tipo, basados en datos de canales de riego de la India, Pakistán, Egipto y Estados Unidos.

Sin embargo, los métodos de Lacey (1930) y Blench (1939), son los más utilizados, debido a que el primero está basado en la recopilación de muchos métodos anteriores a él, y el segundo por ser uno de los más difundido (Julien, 1991).

- **LACEY**

El autor continuó y amplió los estudios de Lindley, quien ya había observado 4.345 km de canales en la India. En 1930 presentó las ecuaciones para obtener los principales parámetros hidráulicos y geométricos de canales estables.

La ecuación de Lacey (y todas las formulaciones de la teoría del régimen) no es dimensionalmente correcta, por tanto, debe ingresarse en las unidades adecuadas. La ecuación aquí mostrada se aplica utilizando el sistema métrico y el d50 en mm.

$$h_s = 1.34 \times \left(\frac{q^2}{1.76 \times d_{50}^{1/4}} \right)^{1/3}$$

- **BLENCH**

Basado en las observaciones de varios autores, Blench en 1939 y 1941, así como en publicaciones posteriores, presentó sus fórmulas básicas y de diseño.

Para gravas ($d_{50} > 2\text{mm}$) la ecuación de Blench se puede escribir como

$$h_s = 1.23 \times \left(\frac{q^2}{d_{50}^{1/4}} \right)^{1/3}$$

Donde el d_{50} está expresado en mm y las demás variables en el sistema métrico

B. Metodología de la velocidad competente

Los métodos de velocidad competente están basados en el supuesto que la socavación ocurre, hasta que se alcanzan las condiciones límites para las cuales la velocidad competente está en equilibrio con la velocidad media del flujo. Estos métodos suelen ser conservadores pues canales que transportan sedimentos muchas veces son estables y no necesariamente socavan (Melville y Coleman, 2000).

La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

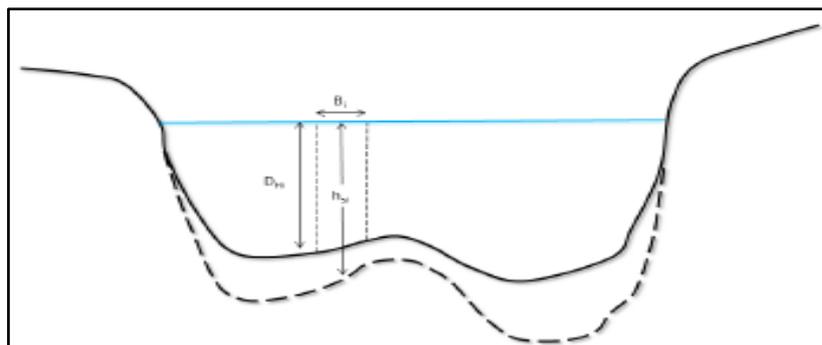


Figura 12: Esquema de sección con perfil de socavación.

Por tanto, la sección transversal analizada se divide en sub-áreas i , con ancho B_i , profundidad hidráulica D_{hi} y profundidad de equilibrio h_{si} , y mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_i puede expresarse entonces de modo más general como (Schreider et al., 2001):

$$V = \frac{q_i}{h_{si}}$$

En la Figura 12, se presenta la representación esquemática del análisis de una sección socavada.

Para evaluar la velocidad crítica, diversos autores proponen ecuaciones empíricas en función de la profundidad de equilibrio y el diámetro característico del material del lecho. En la Tabla 2 se presentan 5 formulaciones empíricas para estimar la velocidad crítica, aplicables para lechos con tamaños de partículas tipo gravas. Todas las expresiones están en sistema métrico. Igualando la velocidad crítica con la velocidad del flujo, es decir, cuando el cauce alcanza el equilibrio para un caudal determinado, se puede expresar mediante algunas transformaciones matemáticas la profundidad de socavación en función del caudal unitario y del diámetro característico del lecho.

$$h_s = k \times \frac{q^w}{d_{50}^n}$$

Tabla 2: Formulaciones para estimar la velocidad crítica

| | | |
|---|------------------------------------|---------------------------------|
| Maza Alvarez & Echavarría Alfaro (1973) | | |
| $V_c = 3.62 \cdot d_{50}^{0.200} \cdot h_s^{0.275}$ | | |
| Lischtván-Lebediev (1959) | | |
| $V_c = 4.70 \cdot d_{50}^{0.280} \cdot h_s^z$ | $z = \frac{0.223}{d_{50}^{0.092}}$ | $2.8 < d_{50}[\text{mm}] < 182$ |
| Laursen (1963) | | |
| $V_c = 6.19 \cdot d_{50}^{0.333} \cdot h_s^{0.167}$ | | |
| Maza Alvarez & García Flores (1978) | | |
| $V_c = 6.05 \cdot d_{50}^{0.350} \cdot h_s^{0.150}$ | | |
| Neill (1980) | | |
| $V_c = 4.16 \cdot d_{50}^{0.250} \cdot h_s^x$ | $x = \frac{0.125}{d_{50}^{0.188}}$ | $0.3 < d_{50}[\text{mm}] < 30$ |
| $V_c = 6.35 \cdot d_{50}^{0.167} \cdot h_s^{0.333}$ | | $d_{50}[\text{mm}] > 30$ |

En la Tabla 3 se presentan los valores de los coeficientes κ , ω y η para las metodologías de la teoría del régimen y de la velocidad competente.

Tabla 3: Coeficientes empíricos de las formulaciones para estimar la profundidad de socavación

| Método | κ | ω | η |
|---|----------|----------|--------|
| Maza Alvarez & Echavarría Alfaro (1973) | 0.365 | 0.784 | 0.157 |
| Lischtvan-Lebediev (1959) | 0.310 | 0.758 | 0.212 |
| Laursen (1963) | 0.210 | 0.857 | 0.285 |
| Maza Alvarez & García Flores (1978) | 0.209 | 0.870 | 0.304 |
| Neill (1980) | 0.320 | 0.798 | 0.200 |
| Lacey (1930) | 0.351 | 0.667 | 0.167 |
| Blench (1939) | 0.692 | 0.667 | 0.083 |

C. Simulación numérica del flujo plano no permanente con superficie libre

La agradación y degradación en canales aluviales, son descritas matemáticamente por las ecuaciones gobernantes de flujo de agua y la ecuación de continuidad de sedimento. El flujo de sedimento se estima usando funciones de transporte de sedimento. Los parámetros necesarios para describir el transporte de sedimento en un canal son: (1) la profundidad de agua, (2) la velocidad o caudal en el cauce y, (3) la descarga de sedimentos. Los primeros dos parámetros se obtienen mediante la solución de las ecuaciones de Saint Venant, la ecuación de continuidad de sedimento sirve para estimar el cambio de la elevación en el fondo del canal (De la Cruz, 2015).

Ecuaciones de Saint Venant

Se conoce como ecuaciones de *Saint Venant* al conjunto formado por las ecuaciones de continuidad y conservación de cantidad de movimiento para un flujo unidimensional no permanente sujeto a las siguientes limitaciones (Tapia, 2012).

- La distribución de presiones es hidrostática, esta presunción es válida si las líneas de flujo no tienen cambios abruptos.
- La pendiente del lecho es muy pequeña, por consiguiente, la profundidad medida perpendicular al canal es lo mismo que la profundidad medida verticalmente.
- La velocidad del flujo es uniforme en toda la sección.
- El canal es prismático. Es decir, la sección y la pendiente del canal no cambia con la distancia, la variación en la sección o la pendiente del canal puede ser tomado en consideración aproximando el canal en varios canales prismáticos.

- Pérdidas de energía en flujo no-permanente pueden ser simuladas usando leyes de resistencia para flujo permanente, tales como la ecuación de Manning o Chezy.

Ecuación de Continuidad

$$\frac{\partial y}{\partial t} + D \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{q_1}{B} = 0$$

Dónde: V = velocidad promedio del flujo, y = profundidad de agua, B = ancho superficial del canal, D = profundidad hidráulica $D = A/B$, donde A = área de la sección transversal del canal, x = longitud a lo largo del canal en dirección del flujo, q_1 = caudal del flujo que entra o sale del sistema por unidad de longitud del canal.

Ecuación de Conservación de Cantidad de Movimiento.

$$\frac{\partial y}{\partial t} + g \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} + Y \right) = g(S_0 - S_f)$$

Dónde: g = aceleración de la gravedad, S_0 = pendiente del fondo del canal, S_f = pendiente de energía calculada con la ecuación de Manning.

Ecuación de Continuidad de Sedimento.

Respecto al transporte de fondo, puede escribirse una ecuación de continuidad del material sólido en un volumen de control (Figura 13).

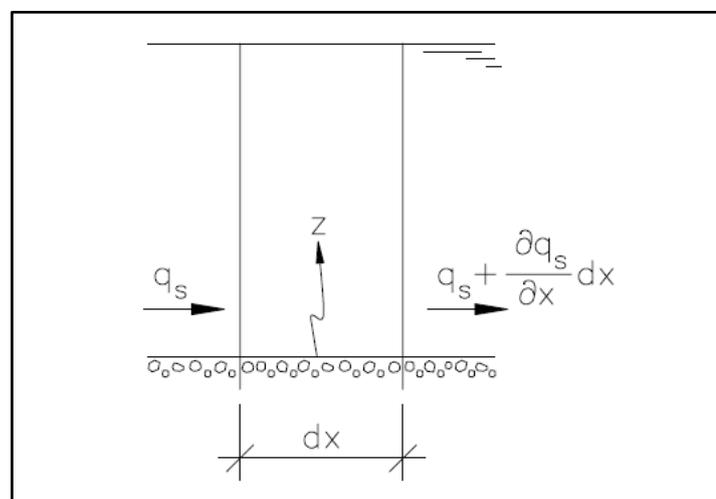


Figura 13: Volumen de control en la ecuación de continuidad

La ecuación expresa que la diferencia entre el material salido del volumen de control y el material entrado en él, en un intervalo de tiempo es el volumen de sólidos acumulado o perdido en el interior, el cual se convierte en un ascenso de la cota de fondo (o descenso). Como ecuación diferencial tendremos:

$$\frac{1}{(1-\lambda)} x \frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

Donde λ es la capa activa de porosidad (Martin, 2003). La ecuación de continuidad de sedimentos también es conocida como la ecuación de Exner.

D. Modelo hidrodinámico

Los procesos de socavación pueden ser modelados en diferentes dimensiones (1D, 2D y 3D), mediante esquemas de solución numérica de las ecuaciones que determinan el comportamiento del flujo, los sedimentos y su interacción.

Hace 20 años, el uso de la modelación numérica para solucionar problemas fluviales era impensado, pues las limitaciones computacionales de velocidad y almacenamiento hacían difícil su aplicación a problemas reales de escala finita. Hoy en día, la modelación numérica es un área en continuo desarrollo, en la que se aún no se ha evaluado el potencial que tienen estas herramientas para modelar casos prácticos.

En términos generales, los modelos unidimensionales son apropiados para simular procesos de agradación y/o degradación general. Los modelos bidimensionales también pueden ser aplicados para este propósito, y permiten un mejor análisis de la erosión en una contracción, aunque entre mayor sea la dimensión del modelo, se necesitan más requerimientos de información base y parámetros de calibración. Por tanto, según sea la necesidad es más conveniente usar uno u otro modelo (Barbosa, 2013).

Los modelos unidimensionales con módulos de simulación de lecho móvil y transporte de sedimentos son generalmente usados para predecir cambios en el lecho.

Uno de los modelos más conocidos para el desarrollo en estas aplicaciones es el HEC RAS, desarrollados por el U.S. Army Corps of Engineers, el U.S. Bureau of Reclamation y el Danish Hydraulics Institute, respectivamente. Los resultados de éstos y de cualquier otro

modelo unidimensional para predecir cambios en el lecho depende en gran medida de las ecuaciones de transporte adoptadas en la modelación (Melville y Coleman, 2000).

Asimismo, Fan (1994) concluye en sus estudios que los modelos unidimensionales son altamente dependientes de los datos de entrada, incluso más que los modelos bidimensionales, siendo esenciales para su desarrollo, calibración, validación e implementación. El autor encontró que, para los mismos datos, diferentes modelos pueden predecir resultados significativamente diferentes (Melville y Coleman, 2000).

Hec-Ras

El HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*) es un modelo hidrodinámico desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers, capaz de realizar análisis unidimensionales de sistemas fluviales mediante cuatro componentes: (1) simulación de perfiles de flujo permanente, (2) simulación de flujo no permanente, (3) cálculo de transporte de sedimentos y (4) cambios en el lecho, y calidad de aguas. El software está en continuo desarrollo.

El software está fundamentado en la solución de la ecuación de la energía, donde las pérdidas por fricción son evaluadas mediante la ecuación de Manning y las pérdidas por contracción y/o expansión son proporcionales al cambio en las cabezas de velocidad. Para situaciones de flujo rápidamente variado, como en la entrada a obras hidráulicas o resaltos hidráulicos, HEC-RAS usa también la ecuación de momentum para encontrar la solución.

Para flujo no permanente, HEC-RAS resuelve las ecuaciones de conservación de masa y momentum mediante un esquema implícito de diferencias finitas desarrollado por Preissmann y Holly (1977) y Chen y Falconer (1992).

El módulo de sedimentos del HEC-RAS permite calcular el transporte de sedimentos mediante diferentes métodos, y para condiciones de concentración, distribución granulométrica y velocidad de caída de las partículas definidas por el usuario. Las ecuaciones de transporte incluidas en el modelo son:

- Método de Ackers y White (1973).
- Método de Engelund y Hansen (1967), tratados por Castillo y Martín (2009).

- Método de Laursen (1968) modificado por Copeland (1989), tratado por Copeland (1993) y Madden (1993).
- Método de Meyer-Peter y Müller (1948); tratados por Maza y Val (1951).
- Método de Toffaleti (1968), tratados por Chacón y Pazmiño (2010)
- Método de Yang (1973) para arenas, Yang (1984) para gravas.
- Wilcock (2001)

Los cambios en el lecho, son calculados mediante la solución de la ecuación de continuidad de sedimento (también conocida como ecuación de Exner), bajo tres restricciones: (1) limitantes temporales, (2) de deposición y (3) de erosión, y acorazamiento del lecho.

Capacidades del HEC-RAS

Barbosa (2013) refiere que el HEC-RAS, presenta ciertas capacidades:

- Posee interfaz gráfica que facilita las labores de preproceso y postproceso de la información de entrada y visualización de resultados.
- Modela el tránsito de hidráulico de flujo permanente y no permanente, en régimen de flujo subcrítico, supercrítico y mixto, para tramos de cauces con pendiente longitudinal menor al 10%.
- Es capaz de modelar tanto flujo gradualmente variado como rápidamente variado mediante las soluciones de las ecuaciones de energía y momentum.
- Posee herramientas que permiten comparar planes de modelación.
- Es capaz de modelar desde tramos sencillos, hasta sistemas fluviales dendríticos y divergencias de flujo, apoyado con herramientas de optimización.
- Permite analizar el comportamiento hidráulico de obras hidráulicas como puentes, vertederos, alcantarillas, compuertas, etc.
- Permite importar y exportar la geometría de un caso de modelación y los resultados obtenido a un SIG y combinarlos con un modelo digital del terreno.
- Posee herramientas de modelación de transporte de sedimentos y cambios en el lecho a través de varias metodologías.
- Tiene en cuenta el acorazamiento del lecho para la predicción de cambios en el lecho.

- Permite hacer análisis de temperatura y transporte de algunos solutos importantes para analizar la calidad del agua.

Limitaciones del HEC-RAS

- Modela flujos en ríos con pendientes menores al 10 por ciento, para pendientes mayores los perfiles de flujo deben corregirse dividiendo por el coseno del ángulo.
- Sólo considera flujo unidimensional, aunque aproximaciones numéricas permite realizar una distribución de velocidades en la sección.
- Tiene problemas de estabilidad numérica en la simulación de flujos altamente dinámicos.

Ecuaciones de transporte de sedimentos no cohesivos

Las ecuaciones de transporte de sedimentos tratan de cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de sus características hidráulicas, geométricas y granulométricas del cauce.

La complejidad de la mecánica del transporte de sedimentos es tal que, no ha podido proponerse una verdadera ecuación dinámica del transporte de la fase sólida de un flujo de agua y sólidos. En su lugar han florecido ecuaciones empíricas o semi-empíricas basadas en distintas teorías y que dan razón de ciertas observaciones. Estas ecuaciones son aproximadas, no exactas, y sólo válidas dentro del rango de valores para el que fueron obtenidas.

Los principales enfoques usados para la deducción de las ecuaciones de transporte son: (1) el probabilístico, (2) el determinístico, (3) las regresiones, (4) la potencia de flujo y otros que no siguen alguna hipótesis en particular.

Las ecuaciones obtenidas por regresión, parten de la premisa que el transporte de sedimentos en un proceso complejo que no puede ser descrito por la combinación de parámetros hidráulicos. Por tanto, los autores de estas ecuaciones recomiendan usar regresiones basadas en datos de campo y/o laboratorio. Dentro de este grupo de ecuaciones se destacan el método de Yang (1973), de Shen y Hung (1972) y el de Karim y Kennedy (1990). La aplicación de ecuaciones de regresión por fuera de los rangos de datos usados, así como el uso de regresiones que no tengan parámetros adimensionales puede conducir a errores en las tasas de transporte estimadas.

Tabla 4: Ecuaciones de Transporte de sedimentos

| ITEM | ECUACIÓN | d_s (mm) | ITEM | ECUACIÓN | d_s (mm) |
|------|-------------------------------|--------------|------|---------------------------|--------------|
| 1 | Du Bois (1879) | ND | 21 | Mizuyama (1977) | N/D |
| 2 | Schoklitsch (1930,1959) | 0.30 - 5.00 | 22 | Brownlie (1981) | 0.15 - 1.71 |
| 3 | Shields (1936) | ND | 23 | Simons et al. (1983) | N/D |
| 4 | Kalinske (1947) | ND | 24 | Yang (1984) | 2.46 - 10.00 |
| 5 | Einstein (1942,1950) | ND | 25 | Van Rijn (1984) | N/D |
| 6 | Meyer - Peter & Muller (1948) | 0.40 - 30.00 | 26 | Smart (1984) | N/D |
| 7 | Einstein Brown (1952) | N/D | 27 | Bettes (1984) | N/D |
| 8 | Einstein Modificado (1955) | 0.283 | 28 | Bathurst (1985) | N/D |
| 9 | Chien (1956) | 0.4 - 30.00 | 29 | Heng Seng Low (1989) | N/D |
| 10 | Bagnold (1956, 1966, 1980) | 0.15 - 1.71 | 30 | Laursen & Copeland | 0.011 - 29 |
| 11 | Laursen (1958) | 0.08 - 0.70 | 31 | Karim & Kennedy (1990) | 0.06 - 2.00 |
| 12 | Rottner (1959) | N/D | 32 | Parker (1990) | 54 |
| 13 | Yallin (1963) | N/D | 33 | Andrews (1994) | N/D |
| 14 | Colby (1964) | 0.10 - 0.80 | 34 | Posada (1994) | N/D |
| 15 | Graf (1968) | N/D | 35 | Posada Nordin (1994) | 0.04 - 1.13 |
| 16 | Toffaletti (1969) | 0.062 - 4.00 | 36 | Colby Modificado (1994) | N/D |
| 17 | Engelund y Hansen (1972) | 0.19 - 0.93 | 37 | Yang, Molinas & Wu (1996) | 0.013 - 0.09 |
| 18 | Sheng & Hung (1972) | 0.35 | 38 | Molinas & Wu (1996) | 0.09 - 1.15 |
| 19 | Ackers & White (1973) | 0.04 - 7.00 | 39 | Wu, Wang & Jia (2000) | 0.30 - 30 |
| 20 | Yang (1973) | 0.15 - 1.71 | 40 | Wilcock & Crowe (2003) | > 2 |

Fuente: Posada García (1994)

Modelos de transporte, como el de Einstein (1950), son basados en un enfoque probabilístico. Éstos asumen que el inicio y el cese del movimiento del sedimento pueden ser expresados en términos de probabilidad. Métodos de éste tipo no son muy utilizados en la ingeniería por su complejidad. Los métodos de este tipo, son modificaciones del método original de Einstein, dentro de las que se destacan, las realizadas por Colby y Hembree (1955) y el de Toffaleti (1968).

Las ecuaciones determinísticas, parten de la afirmación que existe una y sólo una relación directa entre las variables dependientes e independientes. La variable dependiente en este caso, es el transporte de sedimentos y las variables independientes más comúnmente usadas son (1) el caudal, (2) la velocidad, (3) el esfuerzo cortante, (4) la pendiente de energía y (5) la potencia de flujo. Dentro de éste tipo se destacan las ecuaciones de Meyer-Peter y Müller (1948) y Colby (1964). A continuación, en la Tabla 4, se lista una recopilación de las ecuaciones de transporte de sedimentos más conocidas, y su respectivo rango de tamaños de sedimentos para el cual es válido aplicarlas.

D.1 Método de transporte aplicado en HEC-RAS.

El Potencial de Transporte de sedimentos, es la medida de cuánto material de una determinada clase de partícula puede transportar una condición hidrodinámica. En el modelo HEC-RAS, el Potencial de Transporte es calculado con una ecuación de un grupo de ecuaciones de transporte de sedimentos. Desde que la mayoría de estas ecuaciones fueron desarrolladas para ser usadas con un solo tamaño de partículas o, como máximo dos tipos de partículas, la ecuación es aplicada independientemente para cada clase de partícula presente en el sistema. Este valor, calculado para cada tipo de partícula a pesar de su prevalencia en el lecho se llama el Potencial de Transporte. Hay siete funciones de transporte de sedimentos en el modelo HEC-RAS. Cabe anotar, que los métodos de evaluación y estimación de sedimentos disponibles en el modelo unidimensional, corresponde al transporte de sedimentos de fondo.

D.1.1 Método de transporte Ackers y White

Ackers y White (1973) y Prasuhn (1994), basados en el concepto de energía y potencia de flujo aplicaron análisis dimensional para estimar la tasa de transporte y la movilidad del sedimento en función de parámetros adimensionales. Los experimentos originales se realizaron con partículas de hasta 4 mm, pero la aplicabilidad se puede extender hasta partículas de 7 mm.

$$C_W = C_A \cdot s \cdot \frac{d}{D} \cdot \left(\frac{V}{V_*}\right)^n \cdot \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1\right)^m$$

C_w : concentración por peso del sedimento

V : velocidad de flujo

V^* : velocidad de fricción $V^* = \sqrt{g \cdot D \cdot S}$

F_{gr} : Número de movilidad del sedimento

$$F_{gr} = \frac{V_*^n}{\sqrt{g \cdot d \cdot (s-1)}} \cdot \left(\frac{V}{\sqrt{32} \cdot \text{Log}\left(\frac{10 \cdot D}{d}\right)} \right)^{1-n}$$

C_A, A, n, m : coeficientes en función del diámetro de sedimento adimensional

$$d_{gr} = d \cdot \left(\frac{g \cdot (s-1)}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

ν : viscosidad cinemática del agua

Para partículas menores a 0,2 mm, la ecuación de Ackers y White tiende a sobrestimar la carga de sedimentos. En 1990, la consultora HR Wallingford corrigió esa tendencia mediante la revisión de los coeficientes C_A, A, n, m (Huang y Greimann, 2006).

Tabla 5: Coeficientes de ecuaciones de Ackers y White

| Rango | Ackers & White (1973) | HR Wallingford (1990) |
|-------------------|---|--|
| $1 < d_{gr} < 60$ | $A = 0.23 \cdot d_{gr}^{-1/2} + 0.14$ $\text{Log}C_A = -3.53 + 2.86 \cdot \text{Log}(d_{gr}) - (\text{Log}(d_{gr}))^2$ $m = \frac{9.66}{d_{gr}} + 1.34$ $n = 1.00 - 0.56 \cdot \text{Log}(d_{gr})$ | $A = 0.23 \cdot d_{gr}^{-1/2} + 0.14$ $\text{Log}C_A = -3.46 + 2.79 \cdot \text{Log}(d_{gr}) - 0.98 \cdot (\text{Log}(d_{gr}))^2$ $m = \frac{6.83}{d_{gr}} + 1.67$ $n = 1.00 - 0.56 \cdot \text{Log}(d_{gr})$ |
| $d_{gr} > 60$ | $A = 0.17$ $C_A = 0.025$ $m = 1.50$ $n = 0$ | $A = 0.17$ $C_A = 0.025$ $m = 1.78$ $n = 0$ |

D.1.2 Método de Engelund y Hansen

Engelund y Hansen, es una ecuación de carga total de transporte que fue desarrollada de datos aforados. Fueron usadas arenas de tamaño relativamente uniformes de entre 0,19 mm y 0,03 mm. Aunque relativamente es función simple de la velocidad del canal, la fuerza cortante en el lecho y el material tipo d_{50} . La aplicación de esta ecuación debería ser únicamente para sistemas arenosos (Brunner, 2010).

$$Q_t = 0.1 \left[\gamma_s \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g (d_{50})^3 \right]^{1/2} \frac{\theta^{5/2}}{f'}$$

Donde;

$$f' = \frac{2 g S_f h}{V^2}, \theta = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d}$$

Q_t : Carga de sedimentos totales por unidad de ancho (Kg / s / m)

f' : Factor de fricción del lecho

θ ; Parámetro de esfuerzo cortante

g : Aceleración de la gravedad (m2/s)

S_f : Pendiente de energía (m/m)

V : Velocidad media de flujo (m/seg)

γ_s : Peso específico del sedimento (Kg/ m3)

γ : Peso específico del agua (kg / m3)

d_{50} : Diámetro medio de partículas (mm)

τ_0 : Esfuerzo cortante

D.1.3 Método de Laursen modificado por Copeland

Laursen (1968) es también una función de carga total que inicialmente se basó en ecuaciones de aforadores y luego fue ampliada por Madden (1993) para incluir los datos del Río Arkansas. Es una función básica del exceso de esfuerzo cortante y la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída. Años después, Copeland (1989) generalizó la ecuación para el transporte de gravas, entonces la ecuación puede ser usada para lechos graduados.

La distintiva contribución de Laursen es que la función fue desarrollada para una gran cantidad de limos finos. Ninguna otra función incluida en el HEC-RAS fue desarrollada para limos. Cualquier sedimentación potencial calculada por las otras funciones sería una extrapolación, teniendo en cuenta que pueden existir errores de extrapolación además de la incertidumbre estándar debido al cálculo de la capacidad de transporte. Recientes estudios en el Estado de Colorado han demostrado que la ecuación de Laursen supera otras funciones de transporte en el campo de los limos (Brunner, 2010).

$$C_m = 0.01\gamma \left(\frac{D_s}{D}\right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_0}{\tau_c} - 1\right) f \frac{U_*}{\omega_i}$$

Donde;

$f \frac{U_*}{\omega_i}$ = Función del cociente entre la velocidad de corte y la velocidad de caída

$$U_* = (gDS)^{1/2}$$

C_m : Concentración media del transporte de sedimentos por peso y en unidad de volumen

g : Aceleración de la gravedad

D : Profundidad efectiva de flujo

D_s : Diámetro de la partícula

S : Pendiente de energía

τ'_0 : Tensión tangencial o de corte en el fondo debida a la resistencia del grano

τ_c : Tensión tangencial o de corte crítica en el fondo.

D.1.4 Método de Meyer-Peter y Muller

Formula desarrollada en Suiza a partir de ensayos de laboratorio, muy empleada en Europa. Fue desarrollada para pendientes de hasta el 2 por ciento y diámetro de hasta 30 mm (Martín, 2003).

Wong y Parker (2006) reanalizaron los mismos datos empleados por Meyer-Peter y Muller, y encontraron que la corrección por la pendiente de energía era innecesaria (Huang y Greimann, 2012). La modificación sugerida es la siguiente, y es la ecuación con que se ejecutaran los modelos que empleen este método de transporte.

$$\frac{q_b}{\sqrt{g \cdot (s - 1) \cdot d^3}} = 3.97 \cdot \left(\frac{R \cdot S}{(s - 1) \cdot d} - 0.0495 \right)^{3/2}$$

$$\frac{q_b}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d^3}} = 8 \cdot \left(\frac{\left(\frac{n}{n'}\right)^{3/2} \cdot R \cdot S}{(s-1) \cdot d} - 0.047 \right)^{3/2}$$

q_b : caudal sólido en volumen por unidad de ancho

n' : rugosidad asociada a los granos $n' = \frac{d_{90}^{3/6}}{26}$

n : rugosidad de Manning

g : gravedad

s : gravedad específica del sedimento

d : diámetro medio del sedimento

R : radio hidráulico

S : pendiente de energía

D.1.5 Método de Toffaleti

Al igual que Engelund y Hansen (1967) y Toffaleti (1968) es una función de carga total desarrollada principalmente para partículas del tamaño de la arena. Toffaleti es considerada una función para ríos largos. Esta función no es gravemente influenciada por la velocidad de corte ni el esfuerzo cortante en el lecho. En lugar de esto, la ecuación fue formulada en base a regresiones de temperatura y un exponente empírico que describe la relación entre los sedimentos y las características hidráulicas.

Adicionalmente, la ecuación de Toffaleti es utilizada para dos diferentes tamaños de partículas, en un intento por cuantificar la dependencia del transporte a la desviación media de gradación. Esto tuvo más sentido, cuando la ecuación fue utilizada para calcular el transporte de material de granel graduado. Cuando esta es aplicada a clases individuales de partículas, el programa utilizará los d_{50} y d_{65} para las clases de partículas ingresadas, estrechando el parámetro original d_{65} un poco (Brunner, 2010).

Cuatro zonas son utilizadas para definir la distribución de sedimentos: zona superior, zona media, zona inferior y zona de fondo. El transporte de sedimentos se calcula independientemente para cada zona y se suman para calcular el transporte total de sedimentos.

Para la zona inferior;

$$g_{SSL} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{1+n_v-0.756z} - (2D_m)^{1+n_v-0.756z}}{1 + n_v - 0.756z}$$

Para la zona media;

$$g_{ssM} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{0.244z} - \left(\frac{R}{2.5}\right)^{1+n_v-z} - \left(\frac{R}{11.24}\right)^{1+n_v-z}}{1 + n_v - z}$$

Para la zona superior;

$$g_{ssU} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{0.244z} \left(\frac{R}{2.5}\right)^{0.5z} \left[R^{1+n_v-1.5z} - \left(\frac{R}{2.5}\right)^{1+n_v-1.5z} \right]}{1 + n_v - 1.5z}$$

Zona de fondo;

$$g_{sb} = M(2d_m)^{1+n_v-0.756z}$$

Donde: $M = 43.2C_L(1 + n_v)VR^{0.756z} - n_v$; $n_v = 0.1198 + 0.00048 T$; $Z = \frac{\omega V}{C_zDS}$;

$C_z = 260.67 - 0.667 T$; Temperatura del agua (T), velocidad de caída (ω), velocidad media del flujo (V), pendiente de la corriente real (S).

$$g_s = g_{ssL} + g_{ssM} + g_{ssU} + g_{sb}$$

g_{ssL} : Transporte de sedimentos en suspensión en la zona inferior, en toneladas/día/pie.

g_{ssM} : Transporte de sedimentos en suspensión en la zona media, en toneladas/día/pie.

g_{ssU} : Transporte de sedimentos en suspensión en la zona superior, en toneladas/día/pie.

g_{sb} : Transporte de sedimentos de fondo, en toneladas/día/pie.

g_s : Transporte total de sedimentos, en toneladas/día/pie.

D.1.6 Método de Yang

El método de Yang parte de la premisa que la potencia de flujo es el parámetro dominante en la estimación de la carga de sedimentos. La investigación se soporta en datos de campo y de laboratorio, con partículas de sedimento hasta de 10 mm y cauces con pendiente longitudinal entre 0,01% y 2,8% (Bureau of Reclamation, 2008).

$$\begin{aligned} \text{Log}(C_w) = & 6.681 - 0.633 \cdot \text{Log}\left(\frac{w \cdot d}{\vartheta}\right) - 4.816 \cdot \text{Log}\left(\frac{V_c}{w}\right) \\ & + \left(2.784 - 0.305 \cdot \text{Log}\left(\frac{w \cdot d}{\vartheta}\right) - 0.282 \cdot \text{Log}\left(\frac{V_c}{w}\right)\right) \cdot \text{Log}\left(\frac{V \cdot S}{w} - \frac{V_c \cdot S}{w}\right) \end{aligned}$$

C_w : concentración de sedimentos por peso en ppm

w : velocidad de caída del sedimento

V_c : velocidad crítica para la iniciación del movimiento

D.1.7 Wilcock

Wilcock (2001) es una ecuación de carga sobre el lecho, diseñada para superficies graduadas que contengan tanto arena como grava. Este es un método de transporte superficial, basado en la teoría que el movimiento de los sedimentos depende del material en contacto directo con el flujo. Wilcock, adicionalmente, posee una función oculta, que reduce el potencial de transporte de partículas basado en la premisa que estas pueden ser depositadas entre grandes depósitos de grava y no experimentar completamente la fuerza del campo de flujo (en el límite de la capa turbulenta). Finalmente, la teoría central de la ecuación de Wilcock es que el potencial de transporte de la grava aumenta conforme aumenta en contenido de arena. Un esfuerzo cortante referencial adimensional es calculado para el sustrato el cual es una función del contenido de arena en la superficie del lecho (Brunner, 2010).

$$\tau_{rm}^* = 0.021 + 0.15e^{-20FS}$$

Donde:

τ_{rm}^* = esfuerzo cortante referencial, FS = contenido de arena en porcentaje

Conforme al contenido de arena, se incrementa el esfuerzo cortante referencial disminuye, si el exceso de corte en el lecho se incrementa y el transporte total se incrementa. La ecuación de Wilcock es muy sensible al parámetro del contenido de arena. Esta tiende a ser mejor para sistemas bimodales y diverge de las otras ecuaciones para gravas unimodales y transporte de arena.

D.2 Funciones de velocidad de caída

La mayoría de las teorías de velocidad de caída, se derivan del balance de la fuerza gravitacional y la fuerza de arrastre en una partícula cayendo a través de una columna de agua. El diagrama del cuerpo libre nos muestra en la figura las fuerzas actuantes sobre la partícula:

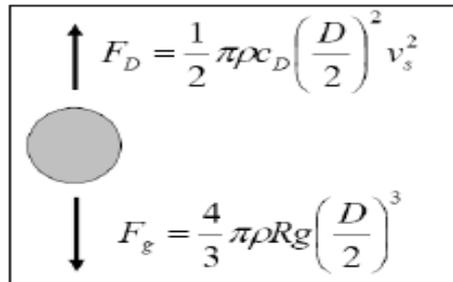


Figura 14: Diagrama de cuerpo libre de una partícula en un flujo de agua

Aplicar estas ecuaciones a la velocidad de caída es más complejo de lo que originalmente parece. Cuando estas están balanceadas y resueltas para velocidad de caída, la velocidad resulta ser una función del coeficiente de arrastre C_d , el cual es una función del número de Reynolds que es una función en sí mismo de la velocidad de caída. Esto requiere tanto una aproximación del coeficiente de arrastre cuanto del número de Reynolds o una solución iterativa.

$$C_d = (24/Re) = (24 * u / v_s * d_p * \rho)$$

El programa HEC-RAS presenta tres opciones diferentes de métodos para el cálculo de la velocidad de caída.

D.2.1 Toffaleti

Toffaleti (1968) presenta una tabla de velocidades de caída con un factor de forma de 0,9 y una gravedad específica de 2,65. Diferentes velocidades de caída están dadas para un rango de temperaturas y tamaños de partículas clasificados como arenas muy finas (VFS por sus siglas en inglés) y gravas medias (MG por sus siglas en inglés). Las velocidades de caída de Toffaleti están dadas en la Tabla 6.

Tabla 6: Cuadro de velocidades de caída de Toffaletti

| Sand Grain Settling Velocity Versus Temperature, S.P.G. 2.65, Shape Factor 0.9 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------------|----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| TEMP °F | SETTLING VELOCITY IN FT./SEC | | | | | | | | TEMP °C | SETTLING VELOCITY IN M/SEC | | | | | | | |
| | VFS | FS | MS | CS | VCS | VFC | FC | MC | | VFS | FS | MS | CS | VCS | VFC | FC | MC |
| 35 | .013 | .045 | .130 | .305 | .590 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 65 | .021 | .065 | .185 | .354 | .640 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 36 | .013 | .045 | .131 | .307 | .592 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 66 | .021 | .066 | .186 | .356 | .641 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 37 | .013 | .046 | .132 | .310 | .594 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 67 | .021 | .067 | .187 | .357 | .643 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 38 | .014 | .047 | .133 | .312 | .596 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 68 | .022 | .067 | .188 | .359 | .644 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 39 | .014 | .047 | .135 | .314 | .598 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 69 | .022 | .068 | .190 | .360 | .646 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 40 | .014 | .048 | .136 | .316 | .600 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 70 | .022 | .069 | .191 | .361 | .647 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 41 | .015 | .049 | .137 | .318 | .602 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 71 | .022 | .070 | .192 | .362 | .649 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 42 | .015 | .050 | .138 | .320 | .604 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 72 | .023 | .071 | .193 | .363 | .650 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 43 | .015 | .051 | .140 | .321 | .606 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 73 | .023 | .071 | .195 | .364 | .652 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 44 | .016 | .051 | .141 | .322 | .608 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 74 | .023 | .072 | .196 | .365 | .653 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 45 | .016 | .052 | .142 | .323 | .609 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 75 | .024 | .072 | .197 | .366 | .655 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 46 | .016 | .053 | .143 | .325 | .610 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 76 | .024 | .073 | .198 | .367 | .656 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 47 | .016 | .053 | .144 | .326 | .612 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 77 | .024 | .073 | .199 | .368 | .657 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 48 | .017 | .054 | .145 | .328 | .614 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 78 | .024 | .074 | .199 | .370 | .658 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 49 | .017 | .055 | .146 | .330 | .616 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 79 | .025 | .074 | .202 | .371 | .659 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 50 | .017 | .055 | .147 | .331 | .618 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 80 | .025 | .075 | .203 | .373 | .660 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 51 | .018 | .056 | .148 | .333 | .620 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 81 | .025 | .075 | .204 | .375 | .661 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 52 | .018 | .057 | .150 | .334 | .621 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 82 | .025 | .076 | .205 | .376 | .662 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 53 | .018 | .057 | .151 | .336 | .623 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 83 | .025 | .077 | .206 | .378 | .663 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 54 | .018 | .058 | .152 | .338 | .624 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 84 | .026 | .077 | .207 | .380 | .664 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 55 | .018 | .059 | .153 | .340 | .626 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 85 | .026 | .078 | .208 | .381 | .665 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 56 | .019 | .059 | .154 | .341 | .627 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 86 | .026 | .078 | .209 | .383 | .666 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 57 | .019 | .060 | .155 | .343 | .629 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 87 | .026 | .079 | .209 | .385 | .667 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 58 | .019 | .061 | .156 | .344 | .630 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 88 | .027 | .079 | .204 | .386 | .668 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 59 | .019 | .061 | .157 | .346 | .632 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 89 | .027 | .080 | .205 | .388 | .669 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 60 | .020 | .062 | .158 | .347 | .633 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 90 | .027 | .080 | .206 | .390 | .670 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 61 | .020 | .063 | .160 | .349 | .635 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 91 | .028 | .081 | .207 | .391 | .671 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 62 | .020 | .063 | .161 | .350 | .636 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 92 | .028 | .081 | .208 | .392 | .672 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 63 | .020 | .064 | .162 | .351 | .638 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 93 | .028 | .082 | .209 | .393 | .673 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |
| 64 | .021 | .065 | .163 | .353 | .639 | 1.00 | 1.41 | 1.95 | 94 | .028 | .082 | .209 | .394 | .674 | 1.00 | 1.41 | 1.95 |

D.2.2 Van Rijn

Van (1993) aproxima las curvas de velocidad de caída del Comité Interinstitucional de Recursos de Agua de Estados Unidos para partículas no esféricas con un factor de forma de 0,7 y una temperatura del agua de 20 °C. Tres ecuaciones son utilizadas dependiendo del tamaño de la partícula:

$$\omega = \frac{(s - 1)gd}{18\nu} \quad 0.001 < d \leq 0.1 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{10\nu}{d} \left[\left(1 + \frac{0.01(s - 1)gd^3}{\nu^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad 0.1 < d \leq 1 \text{ mm}$$

$$\omega = 1.1[(s - 1)gd]^{0.5} \quad d \geq 1 \text{ mm}$$

Donde: ω = velocidad de caída de la partícula
 ν = viscosidad cinemática
 s = gravedad específica de las partículas
 d = diámetro de las partículas

D.2.3 Rubey

Rubey (1933) desarrolló una relación analítica entre el fluido, las propiedades del sedimento y la velocidad de caída basada en la combinación de la ley de Stokes (para partículas finas sujetas únicamente a la resistencia viscosa) y una fórmula de impacto (para partículas fuera de la región de Stokes). Esta ecuación ha sido modificada para ser aplicada para limos, arena y gravas, aunque Rubey menciona que las partículas con una gravedad específica de aproximadamente 2,65 son las más apropiadas para esta ecuación ya que las demás partículas tienden a caer antes de lo que predice la ecuación.

$$R_p = \frac{\omega_s D}{\nu}$$

Donde:

R_p : Número de Reynolds de la partícula

ω_s : Velocidad de caída de la partícula

D : Diámetro de la partícula

ν : Viscosidad cinemática del fluido

III. MATERIALES Y MÉTODOS

La presente investigación ha sido desarrollada por etapas las cuales son las siguientes; una vez habiendo identificado las características climatológicas del lugar, que se circunscriben a las condiciones propias del caribe panameño, se analizó en primer lugar, el régimen de precipitación de un año típico promedio. Resultado de este análisis se obtuvieron los caudales a lo largo del año. La segunda etapa de la investigación, consistió en el análisis de las curvas granulométricas del material superficial del tramo del cauce seleccionado. La consistencia de los parámetros de especificaciones de distribución granulométrica, nos permitió seleccionar las muestras de mayor representación. Finalmente como tercera etapa de la investigación, se elaboró, un *modelo hidráulico de flujo no permanente*, con el *software unidimensional HEC-RAS*, obteniendo las conclusiones de los resultados de la modelación, en cuanto a la estimación de la cantidad de sedimentos que puede transportar el río Hato a lo largo del año.

3.1 Información preliminar

A. Definición del área de estudio.

El proyecto de Marina Costera, se encuentra ubicado en la Provincia de Coclé, en el corregimiento de Río Hato.



Figura 15: Proyecto de la Marina costera.

Se realizó una visita al lugar, donde se puede observar que, a uno de los lados del cauce del Río Hato, se encuentran emplazamientos urbanísticos. Asimismo, parte del desarrollo de infraestructura de un proyecto de Marina se desarrollará en el lado opuesto. Se puede notar la forma sinuosa de cómo el río se acerca a la costa, donde empalma de forma semiperpendicular al litoral marino. La presente investigación, estudió el tramo de río mostrado en la Figura 15. El proyecto de Marina Costera, pretende la excavación del canal de acceso al río hasta la cota -2,5 m.s.n.m (actualmente, la cota del lecho es de -0,5 m.s.n.m), para garantizar el calado del ingreso de las embarcaciones.



Figura 16: Desembocadura del Río Hato.



Figura 17: Desembocadura de la Quebrada aguas Claras

El área de estudio del Proyecto, desde el punto de vista hidrológico, se encuentra dentro de la cuenca del Río Hato, y en menor influencia la quebrada Aguas Claras, que se encuentra dentro de esta.

La cuenca de drenaje del Río Hato, limita: (a) por el norte con la Provincia de Antón, (b) por el Oeste con la cuenca del Río Antón, (c) por el este con la cuenca del Río Farallón, (d) y por el sur con el Océano Pacífico, donde finalmente, encuentra su desembocadura.

B. Características generales de la cuenca del Río Hato

La zona de influencia de la cuenca del Río Hato y la quebrada Aguas Claras, se encuentran localizadas en la vertiente del Pacífico, al sur-este de la provincia de Coclé, entre las coordenadas: (a) 921596.6 N, 594148.1 E por el sur, y, (b) 949377.5 N, 591555.7 E, por el norte,

Dentro de la cuenca no existe ninguna estación hidrométrica operativa en la actualidad, por lo tanto, no existen registros de caudales.

El área total de drenaje total de la cuenca del Río Hato es de 46 km², aproximadamente, hasta la desembocadura al mar, y la longitud del río principal es de 36.6km.

La naturaleza alargada de la cuenca del Río Hato, indica la compacidad de esta, que va relacionado con el tiempo de concentración menor, con respecto a las cuencas que tienen una naturaleza más circular. La quebrada Aguas Claras, de menor tamaño, se une al Río Hato, a unos 50 m de la desembocadura al Océano Pacífico.

La distribución temporal de los caudales, presenta una marcada regulación, de acuerdo a data histórica temporal de precipitaciones y caudales, compendiada por el Departamento de Hidrometeorología del IRHE (Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación). En la vertiente del Pacífico sólo del 7% al 15% del aporte anual se da entre enero y abril, y del 85 al 93% restante en la estación lluviosa, de mayo a diciembre.

Sin embargo, vale anotar, que, en los Llanos de Coclé, y la Península de Azuero, se encuentran los recursos hídricos más bajos de la región, lugar de estudio de la presente investigación.

De acuerdo a la información disponible para la zona, el régimen de caudales se divide en dos: (1) uno de mayores caudales, generalmente entre junio a diciembre y, (2) otro bajo entre los meses de enero a abril con un período de transición durante el mes de mayo.

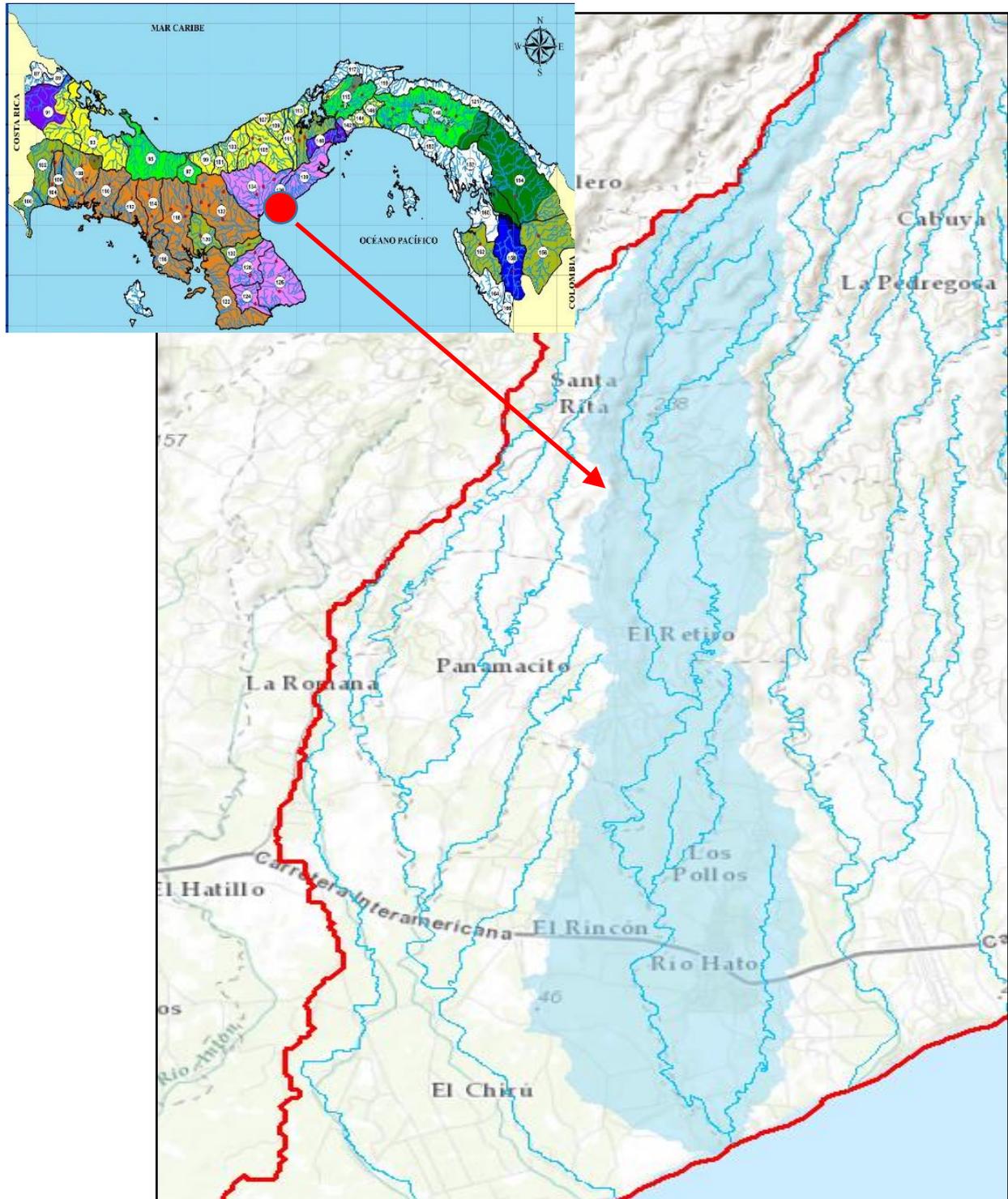


Figura 18: Cuenca del Rio Hato

La cuenca del Río Hato está altamente intervenida por el hombre siendo, especialmente en los lugares próximos a los poblados, utilizada principalmente para asentamientos humanos. La vegetación del sector es la típica de llanura y áreas de pastoreo, la cual consiste en arbustos pequeños y esporádicos, además de pastos.

Esta situación ha traído como consecuencia la disminución del tiempo de concentración de la escorrentía superficial y al disminuir el tiempo de concentración han aumentado considerablemente los caudales o descargas picos, por lo que el período de recurrencia de estos eventos ha disminuido.

3.2 Información Hidrométrica

El hidrograma de caudales para un año de servicio, fue obtenido de la recopilación de la información meteorológica, de las estaciones de una cuenca vecina, con similar régimen meteorológico. La cuenca 136, 137 y 138 (ver Figura 1), se encuentran dentro de la misma región temporal, por poseer características hidrológicamente homogéneas. (Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, Setiembre 2008). Los registros de información meteorológica fueron proporcionados por la Gerencia de Hidrometeorología de la Empresa de Transmisión Eléctrica para el año de 1997. (ETESA, es la encargada de la red nacional de estaciones hidrometeorológicas).

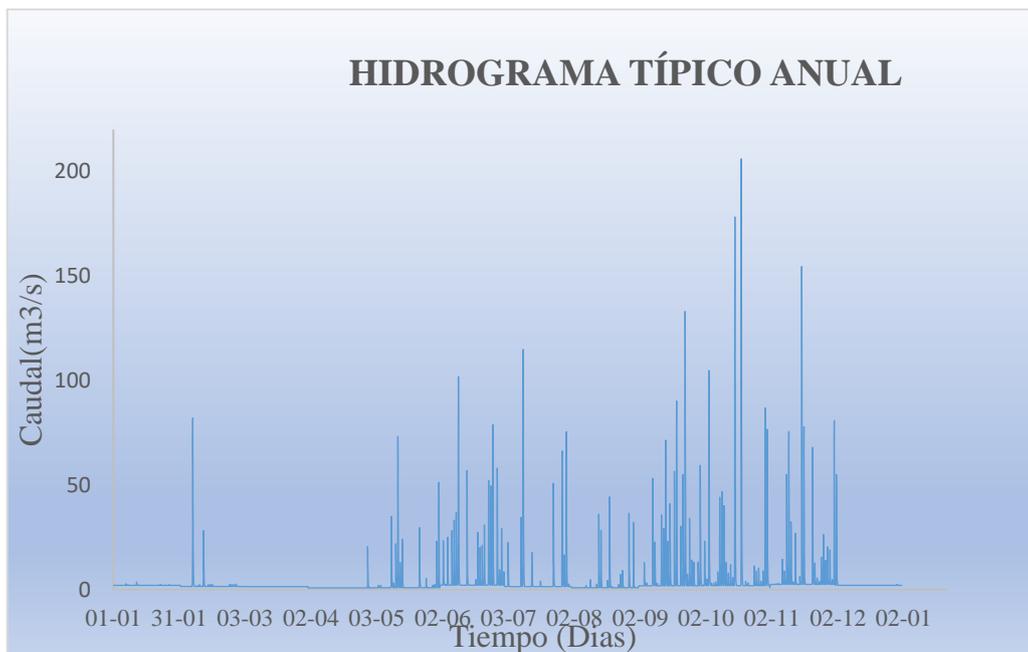


Figura 19: Serie de caudales horarios en un año típico

Obtenida la serie de caudales para un año típico, se ha empleado dicho hidrograma de entrada en el modelo del HEC-RAS.

Se realizó una estadística de los caudales horarios anuales, que se presenta en la figura siguiente. Caudales de crecida horarios, combinados de ambas cuencas, superiores a 50, 100 y 200 m³/s, ocurren un 1 por ciento, 0,25 por ciento y 0,02 por ciento del tiempo, respectivamente. El caudal máximo horario resultó de 206 m³/s.

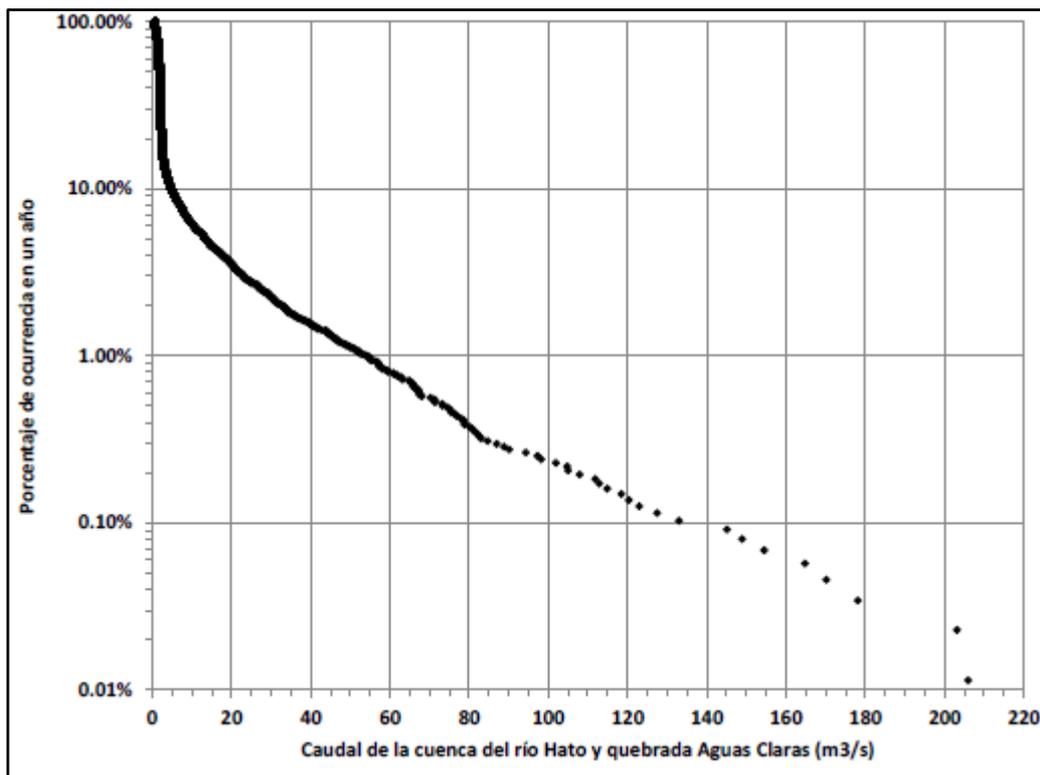


Figura 20: Estadística de caudales horarios en un año tipo

3.3 Información de sedimentos

Se realizó la toma de muestras en la sección de estudio de la quebrada, con el objeto de obtener las curvas granulométricas caracterizando a los sedimentos presentes. Para determinar la consistencia de las muestras tomadas, se ha estimado los parámetros de especificaciones de distribución granulométrica, tales como la desviación estándar σ_g , el coeficiente de uniformidad C_μ y el coeficiente de gradación C_c . Para arenas bien gradadas se requiere $C_\mu > 6$ y $1 < C_c < 3$.

La investigación de campo consistió en la toma de 6 muestreos *in situ*, de los cuales se extrajeron las muestras hasta una profundidad máxima de 30cm.

Toda esta información, nos brindará un juicio de valor en la selección de curva granulométrica más representativa, para el ingreso al modelo hidrodinámico.

Tabla 7: Caracterización sedimentológica

| Resumen de suelos, clasificación SUCS y principales características | | | | | | | | | |
|---|-----------------|---------------|------------|---------|---------|---------|-------|-------|-------------------------|
| Calicata | Profundidad (m) | D_{50} (mm) | σ_g | % Grava | % Arena | % Finos | C_u | C_c | Descripción |
| SRH-1 | 0.00-0.30 | 3.50 | 7.75 | 46.73 | 51.87 | 1.40 | 22.70 | 0.20 | Arena con grava |
| SRH-2 | 0.00-0.30 | 1.33 | 5.70 | 20.41 | 77.53 | 2.06 | 5.70 | 1.30 | Arena con algo de grava |
| SRH-3 | 0.00-0.30 | 0.40 | 0.54 | 0.12 | 93.65 | 6.24 | 4.90 | 1.30 | Arena |
| SRH-4 | 0.00-0.30 | 0.34 | 0.35 | 0.00 | 99.06 | 0.94 | 2.70 | 1.10 | Arena |
| SRAC-1 | 0.00-0.30 | 0.37 | 1.14 | 1.84 | 76.21 | 21.96 | -- | -- | Arena con limo |
| SRAC-2 | 0.00-0.30 | 0.68 | 1.40 | 4.54 | 92.65 | 2.81 | 3.00 | 1.00 | Arena |

3.4 Geometría del modelo.

El modelo geométrico se obtuvo a partir del levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio. Con la malla de triangulación topográfica, se ha procesado secciones transversales cada 10 m. en el cauce principal del río y también el tributario aportante. Se ha realizado el seccionamiento en una longitud de cauce de 1030 m y 230 m para el tributario tal y como lo muestra la figura a continuación;

3.5 Ejecución del modelo

Para la modelación de los cambios del lecho del río, se empleó el módulo de sedimentos del software *HEC-RAS*, “*Perform a sediment transport simulation*”. El módulo requiere un archivo geométrico, un archivo de sedimentos, un archivo de flujo no permanente y el plan de análisis de sedimentos.



Figura 21: Topografía y seccionamiento del cauce principal y tributario

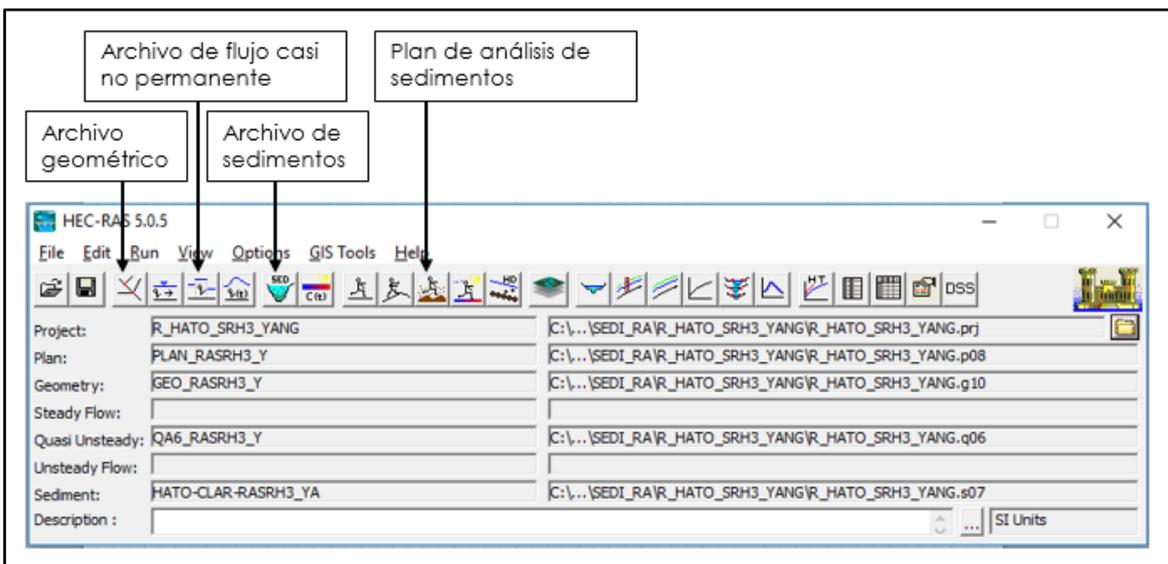


Figura 22: Esquema para la aplicación del análisis de sedimentos en el Hec-Ras

3.6 Visualización de resultados

Los resultados del modelo de los cambios del lecho del río en el HEC-RAS, se visualizarán en el menú View en la sección sedimentos.

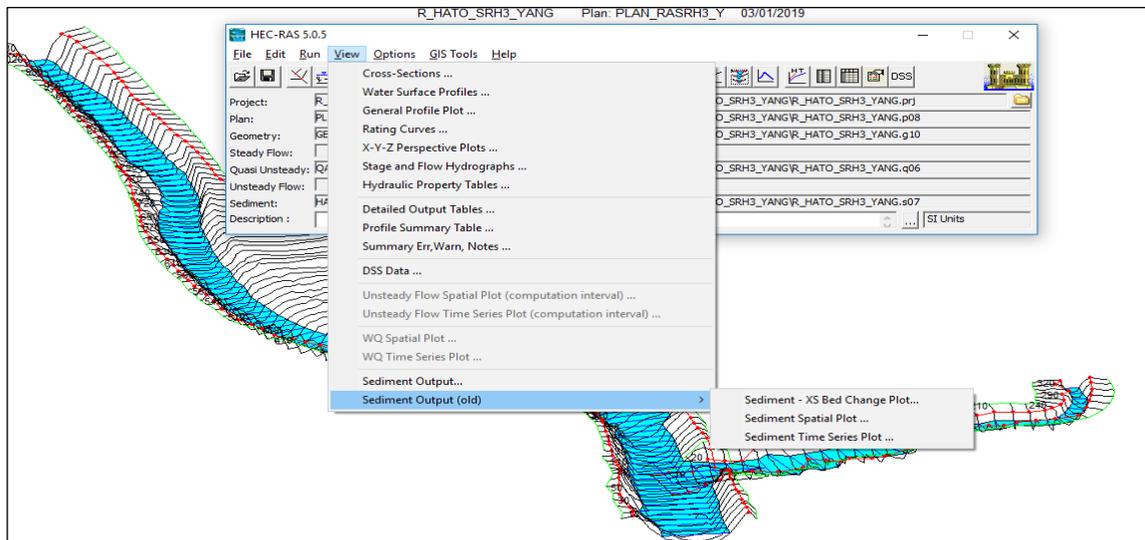


Figura 23: Visualización de resultados del módulo de sedimentos del HEC-RAS

IV. RESULTADOS Y DISCUSION

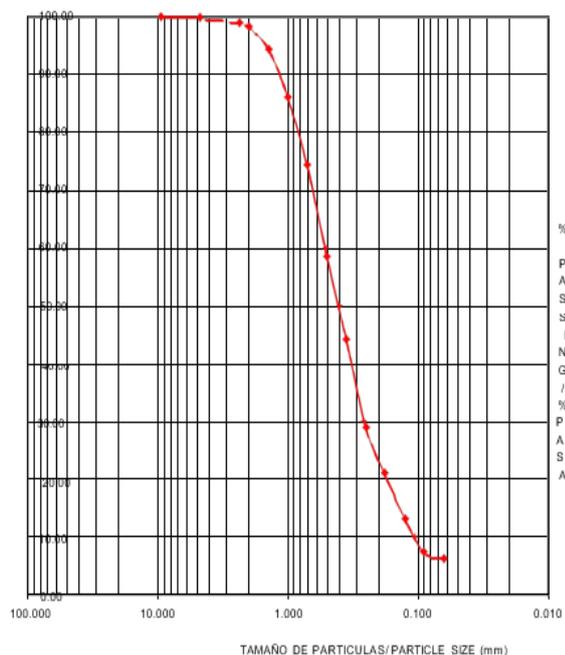
La siguiente sección analizará los resultados obtenidos considerando los objetivos planteados en la investigación.

4.1 Analizar las curvas granulométricas obtenidas de los muestreos de campo.

Considerando la caracterización sedimentológica de la Tabla 7, se ha seleccionado la curva granulométrica de la muestra SRH-3 para el Rio Hato. Para efectos del modelo, se ha considerado la muestra SRAC-2 para la quebrada Aguas Claras.

Tabla 8: Curva granulométrica, muestra SRH – 3 del Rio Hato

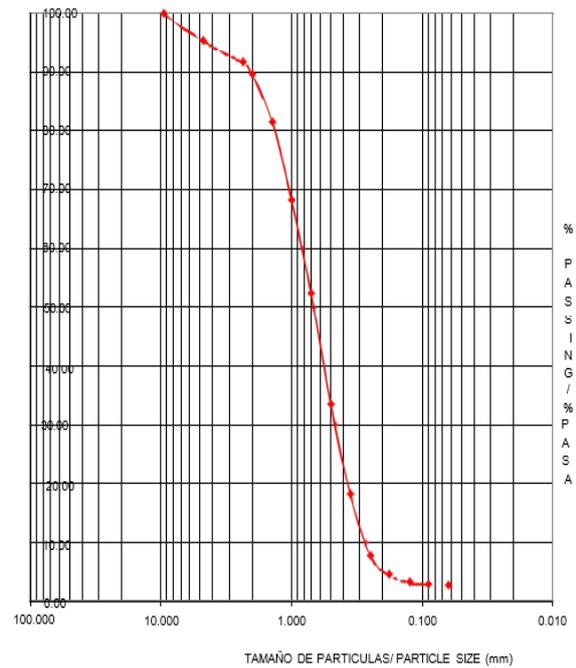
| TAMIZ/ SIEVE (pulg) | TAMIZ/ SIEVE (mm) | RETENIDO ACUMULADO/ ACCUMULATED RETAINED | % RETENIDO % RETAINED | % PASA/ % PASSING | %PASA CORREGIDO/ %PASSING CORRECTED |
|---------------------------|----------------------|---|--------------------------|----------------------|--|
| 3" | 75.00 | | | | |
| 2 1/2" | 63.00 | | | | |
| 2" | 50.00 | | | | |
| 1 1/2" | 37.50 | | | | |
| 1" | 25.00 | | | | |
| 3/4" | 19.00 | | | | |
| 1/2" | 12.50 | | | | |
| 3/8 | 9.510 | 0.0 | 0.0 | 100. | 100.00 |
| #4 | 4.750 | 11.9 | 1.8 | 98.2 | 98.16 |
| #8 | 2.360 | 29.1 | 4.4 | 95.5 | 95.51 |
| #10 | 2.000 | 38.6 | 5.9 | 94.0 | 94.05 |
| #14 | 1.400 | 72.0 | 11.1 | 88.9 | 88.90 |
| #18 | 1.000 | 124.7 | 19.2 | 80.8 | 80.77 |
| #25 | 0.710 | 187.7 | 28.9 | 71.1 | 71.06 |
| #35 | 0.500 | 266.1 | 41.0 | 59.0 | 58.97 |
| #45 | 0.355 | 337.0 | 51.9 | 48.0 | 48.03 |
| #60 | 0.250 | 410.1 | 63.2 | 36.8 | 36.76 |
| #80 | 0.180 | 448.3 | 69.1 | 30.9 | 30.87 |
| #120 | 0.125 | 479.3 | 73.9 | 26.1 | 26.09 |
| #170 | 0.090 | 498.9 | 76.9 | 23.1 | 23.07 |
| #230 | 0.063 | 506.1 | 78.0 | 22.0 | 21.96 |



Si analizamos la Tabla 8 los valores de C_u , encontramos valores desde 22.70 en la muestra SRH-1 y 2.70 para la muestra SRH-4. Los valores de $C_u < 6$, nos indica que el suelo no es gradado sino prácticamente uniforme en diámetro de partículas. Por otro lado, valores de C_c en el rango entre uno a tres, nos muestra una gradación óptima en la composición de la muestra tomada. Asimismo, un valor de desviación estándar grande, indica que existe una variación de diámetros muy amplia.

Tabla 9: Curva granulométrica, muestra SRAC-2 de la Quebrada Aguas Claras

| TAMIZ/ SIEVE (pulg) | TAMIZ/ SIEVE (mm) | RETENIDO ACUMULADO/ ACCUMULATE D RETAINED | % RETENIDO/ % RETAINED | % PASA/ % PASSING | % PASA CORREGIDO/ % PASSING CORRECTED |
|---------------------|-------------------|---|------------------------|-------------------|---------------------------------------|
| 3" | 75.00 | | | | |
| 2 1/2" | 63.00 | | | | |
| 2" | 50.00 | | | | |
| 1 1/2" | 37.50 | | | | |
| 1" | 25.00 | | | | |
| 3/4" | 19.00 | | | | |
| 1/2" | 12.50 | | | | |
| 3/8 | 9.51 | 0.0 | 0.00 | 100.0 | 100.00 |
| #4 | 4.75 | 36.9 | 4.54 | 95.5 | 95.4 |
| #8 | 2.36 | 66.7 | 8.21 | 91.8 | 91.7 |
| #10 | 2.00 | 83.7 | 10.30 | 89.7 | 89.7 |
| #14 | 1.40 | 149.7 | 18.42 | 81.6 | 81.5 |
| #18 | 1.00 | 258.0 | 31.75 | 68.3 | 68.2 |
| #25 | 0.71 | 386.7 | 47.58 | 52.4 | 52.4 |
| #35 | 0.50 | 540.1 | 66.46 | 33.5 | 33.5 |
| #45 | 0.35 | 664.5 | 81.76 | 18.2 | 18.24 |
| #60 | 0.25 | 749.2 | 92.19 | 7.8 | 7.81 |
| #80 | 0.18 | 775.4 | 95.41 | 4.6 | 4.59 |
| #120 | 0.12 | 785.7 | 96.68 | 3.3 | 3.32 |
| #170 | 0.09 | 788.9 | 97.07 | 2.9 | 2.93 |
| #230 | 0.06 | 789.9 | 97.19 | 2.8 | 2.81 |



Ahora bien, el material de arrastre de fondo, debiera contener partículas acorazadas en menor medida favoreciendo el transporte de sedimentos con tendencia a formar parte del material erosivo, es decir, poseer una composición óptima para el transporte de arenas. Siendo conservadores con estos resultados, se ha seleccionado para el modelo los valores de granulometría de la muestra SRH-3, además de tener un valor de desviación estándar menor comparadas con las otras muestras tomadas en el cauce principal.

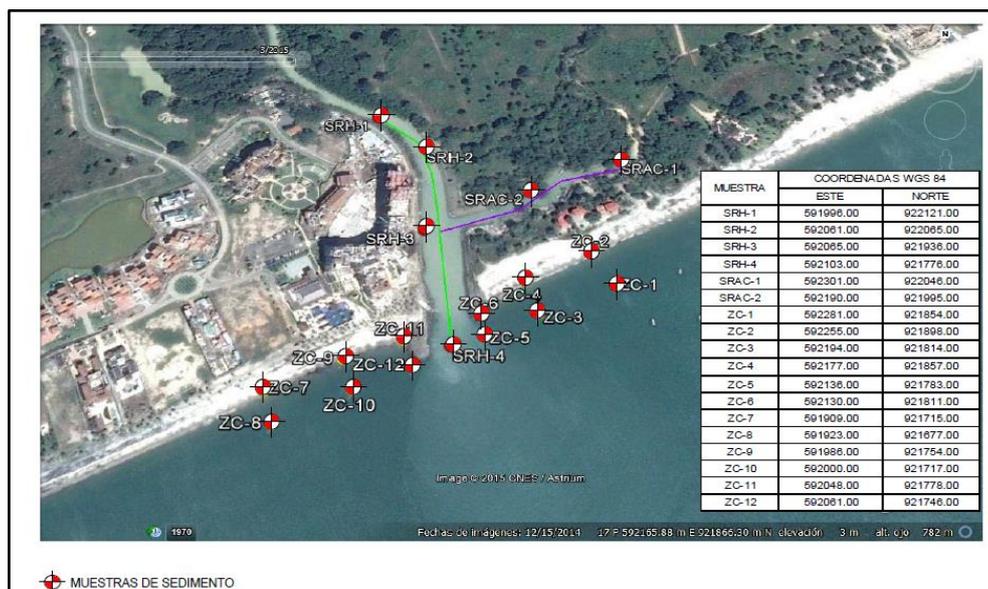


Figura 24: Ubicación espacial de las muestras

Ha quedado descartada la muestra SRH-4 debido a su proximidad con el litoral costero, donde podemos inferir, que gran parte de este material, se encuentra influenciado por las arenas transportadas por las corrientes marinas.

Asimismo, la muestra SRH-3 se encuentra dentro del cauce de la quebrada, según lo muestra la Figura 24, lo cual nos referencia la confiabilidad de la representatividad de la muestra por ubicación espacial.

4.2 Estimación y evaluación de la cantidad de los sedimento mediante las fórmulas del modelo unidimensional HEC- RAS

Las ecuaciones de transporte de sedimentos tratan de cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de las características hidráulicas, geométricas y granulométricas del cauce. La complejidad de la mecánica del transporte de sedimentos es tal que no ha podido proponerse una verdadera ecuación dinámica del transporte de la fase sólida de un flujo de agua y sólidos. En su lugar han florecido ecuaciones empíricas o semi-empírica basadas en distintas teorías y que dan razón de ciertas observaciones. Estas ecuaciones son aproximadas, no exactas, y sólo válidas dentro del rango de valores para el que fueron obtenidas.

El Modelo HEC-RAS incluye diferentes ecuaciones de cálculo del transporte fluvial:

- Método de Ackers y White (1973).
- Método de Engelund y Hansen (1967), tratados por Castillo y Martín (2009).
- Método de Laursen (1968) modificado por Copeland (1989), tratado por Copeland (1993) y Madden (1993).
- Método de Meyer-Peter y Müller (1948); tratados por Maza y Val (1951).
- Método de Toffaleti (1968), tratados por Chacón y Pazmiño (2010)
- Método de Yang (1973) para arenas, Yang (1984) para gravas.
- Wilcock (2001)

A. Comentarios de los métodos de transporte fluvial del modelo Hec Ras.

Como se menciona en el manual del modelo, cada fórmula ha sido validada en diferentes condiciones fluviales de pendiente y tipo de material, y brindan resultados diferentes para la misma condición hídrica y sedimentológica. Además, las ecuaciones representan el transporte con una precisión variable, dado que normalmente hay una “nube” de datos que

relacionan la masa transportada con la velocidad del agua y la ecuación “ajusta” un valor medio de esos datos, pero con un margen de incertidumbre de por lo menos el 50 por ciento.

Asimismo, en el cálculo sedimentológico de capacidad de transporte y procesos de sedimentación, juega un rol fundamental la velocidad de caída del sedimento, para la cual se dispone de las fórmulas de Ruby, Toffaleti, Van Rijn y Reporte 12 del antiguo modelo HEC-6.

Por otro lado, el material transportado por el río presenta un amplio rango de granulometrías, siendo que las 4 muestras obtenidas tienen diferente diámetro d_{50} (3.50, 1.33, 0.40 y 0.34 mm, respectivamente).

Para la presente investigación, se ha seleccionado el método de Yang, el cual parte de la premisa que la potencia de flujo es el parámetro dominante en la estimación de la carga de sedimentos. La investigación se soporta en datos de campo y de laboratorio, con partículas de sedimento hasta de 10 mm y cauces con pendiente longitudinal entre 0.01% y 2.8%, que corresponden al rango dentro de las características del Rio Hato.

B. Relación caudal líquido – caudal sólido

La relación del transporte sólido de sedimentos respecto al Caudal líquido, en la misma sección fluvial aguas arriba del inicio del tramo canalizado, es la siguiente:

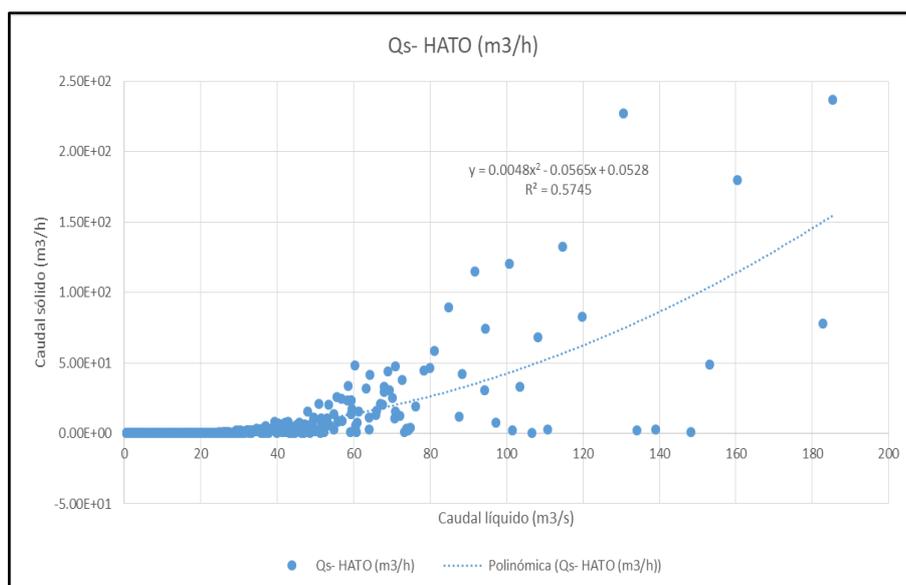


Figura 25: Relación Caudal Líquido – Transporte Sólido aguas arriba del tramo canalizado (ecuación de Yang)

La quebrada Aguas Claras, si bien aporta del orden de por lo menos un 10% del caudal fluvial total, presenta un transporte de sedimentos menor al 1% del que proviene del río Hato, por lo que no resulta relevante en el análisis.

En la Figura 26 se presenta el % del transporte sólido que es explicado por la superación de un caudal dado, pudiéndose apreciar que para un caudal de 10 m³/s, que es superado sólo un 6% del tiempo, el río aporta el transporte total. Dicho en otras palabras, estos caudales mayores a 10 m³/s, que se presentan a lo largo del año, correlacionan el transporte de sólidos totales en un año típico promedio.

Esto implica que casi todos los procesos de sedimentación se producen en unos pocos días al año. Por ejemplo un caudal de crecida de 30 m³/s se supera sólo un 2% del tiempo (unos 6 a 7 días al año), pero el transporte sólido (y por lo tanto la sedimentación asociada) es del 90% del total.

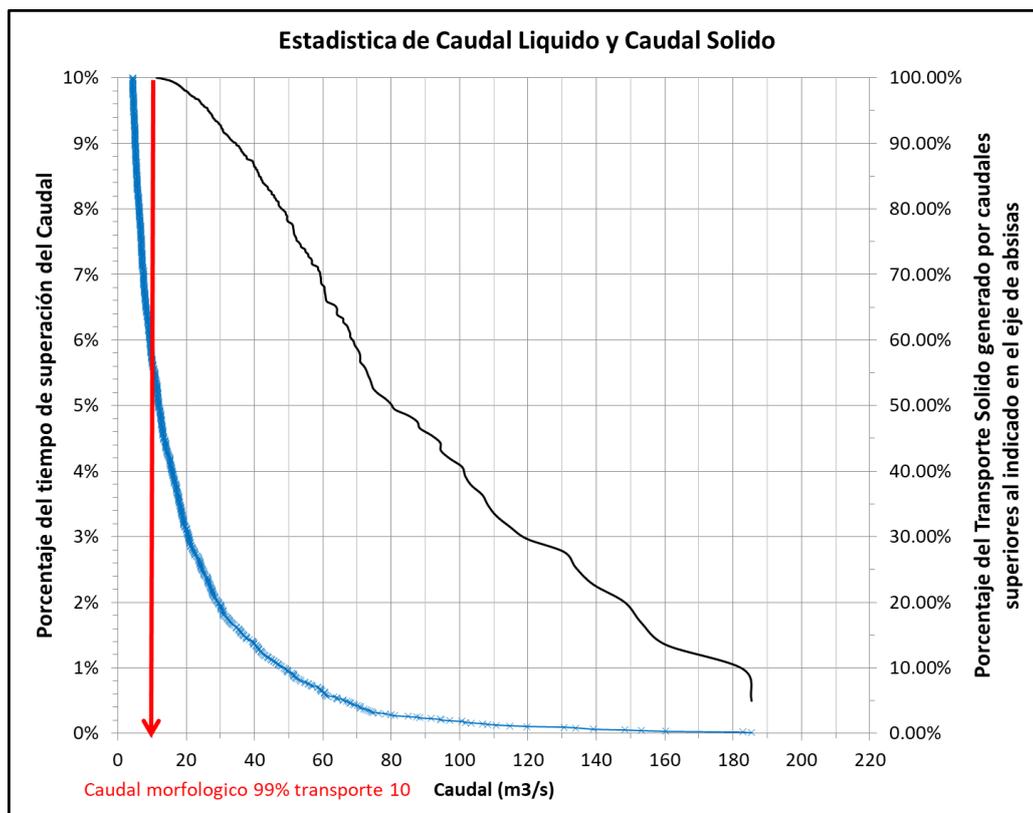


Figura 26: Estadística Caudal Líquido –Transporte Sólido aguas arriba del tramo canalizado (ecuación de Yang)

Ahora bien, para tener un panorama general del transporte de sedimentos en el modelo Hec-Ras, se ha representado la relación del transporte sólido respecto al caudal líquido con los métodos de transporte pluvial.

La Figura 27 muestra la relación del transporte sólido respecto al caudal líquido con los métodos de transporte pluvial. La información de caudales, corresponden a un hidrograma reducido con caudales mayores a 10 m³/s. La granulometría asociada a estos sedimentos corresponde a los D₅₀ de la muestra seleccionada SRH-3 que corresponde al Río Hato.

Cabe anotar, según la revisión bibliográfica, el modelo Ackers White fue estimado experimentalmente para partículas mayores a 2 mm, es decir para suelos gravosos. Asimismo el método de Laursen modificado por Copeland, fue estimado para lechos graduados utilizado generalmente para gravas. El método, Wilcock – Crowe, es sensible a las estimación con arenas, resultando mejor su uso a los sistema bimodales (Arenas + Gravas). El método Engelund y Hansen, Meyer-Peter& Muller y Yang, han sido estimado para sistemas arenosos, así como también el método de Toffaleti.

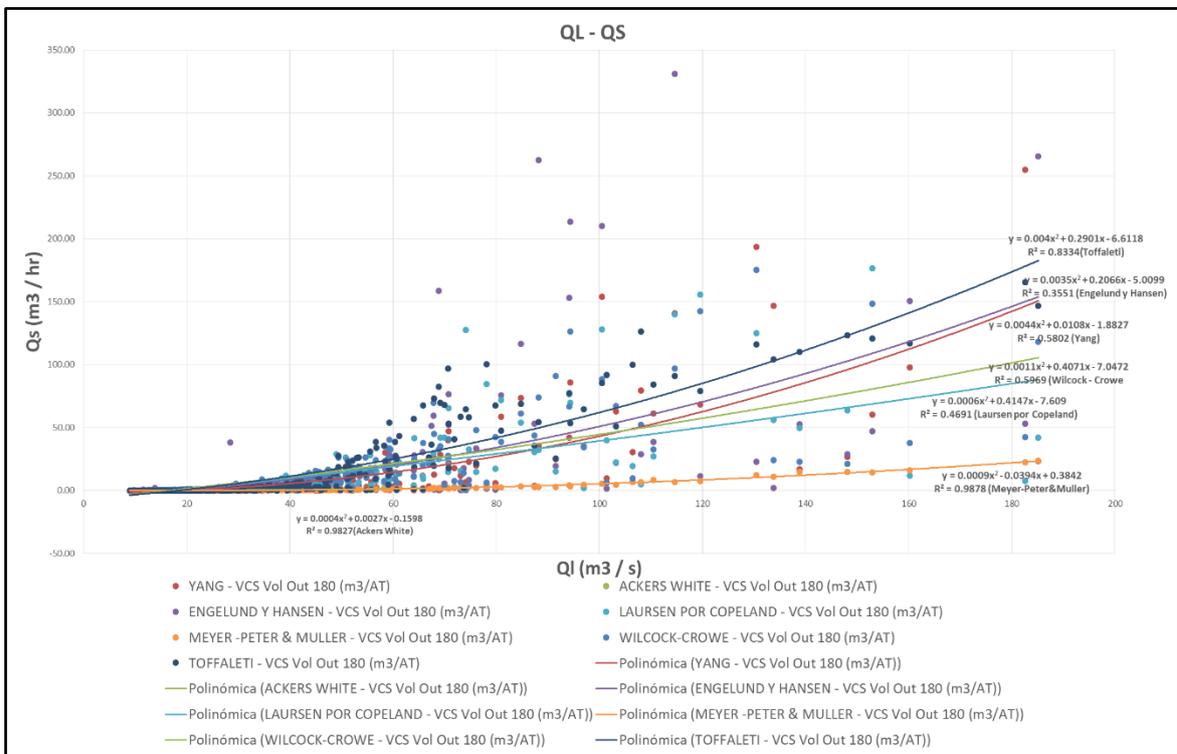


Figura 27: Relación caudal líquido – caudal sólido, métodos de transporte pluvial modelo Hec – Ras

La gráfica también nos muestra, que los valores de los caudales sedimentarios mayores, le corresponden a los calculados por Yang y Engelund&Hansen y Toffaleti. Mientras que Wilcock-Crowe y Laursen, muestran los valores intermedios calculados. Asimismo, mediante Meyer-Peter&Muller y Ackers-White le corresponden los valores de los caudales sedimentarios menores.

C. Estimación de la cantidad de Sedimentos

El transporte anual de sedimentos acumulado, en la zona de estudio que corresponde entre la progresiva 0+000 hasta la progresiva 0+180, para las condiciones hídricas con caudales superiores a 10m³/s, se estimó en el orden de 47,000 m³, y teniendo en cuenta la incertidumbre inherente a los cálculos de sedimentación, cuando no hay datos de transportes medidos, se puede estimar en el doble o la mitad de la magnitud estimada.

El método de transporte de YANG nos muestra en su aproximación de solución, una sobrealimentación del lecho. La distribución sedimentaria estimada imponiendo como condición de borde el nivel medio del mar, advierte espesores de hasta mayores a 1 m de sedimentación y hasta 0.70 m de erosión.

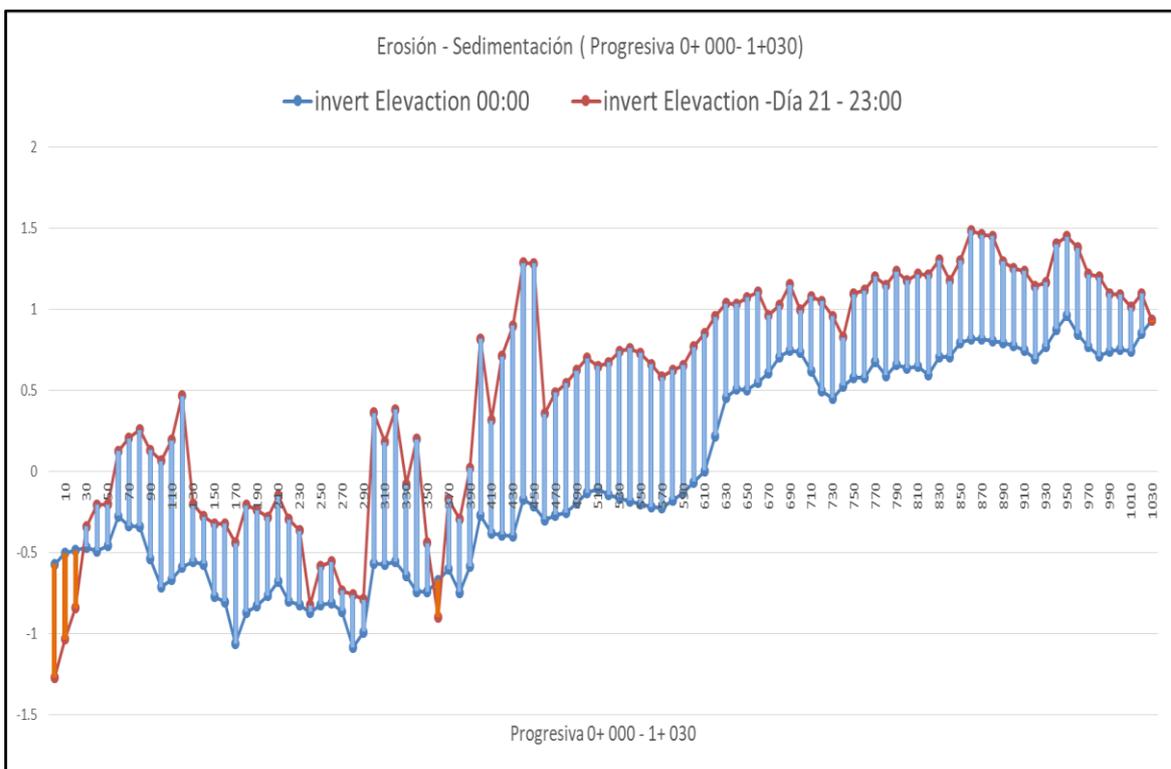


Figura 28: Espesor de sedimentación anual

D. Evaluación de la cantidad de sedimentos con los métodos de transporte del modelo unidimensional HEC – RAS.

Los métodos de transporte en el modelo unidimensional nos muestran aproximaciones diferentes de la estimación del transporte de sedimentos. Esto se debe a que las fórmulas experimentales han sido concebidas en diferentes condiciones fluviales de pendiente y tipo de material. Sin embargo, con las condiciones hídricas y de sedimentación de la presente investigación, claramente podemos identificar que los métodos de transporte de fondo, muestran una sobrealimentación (Sedimentación) en el lecho y otros muestran sectores de subalimentación (Erosión).

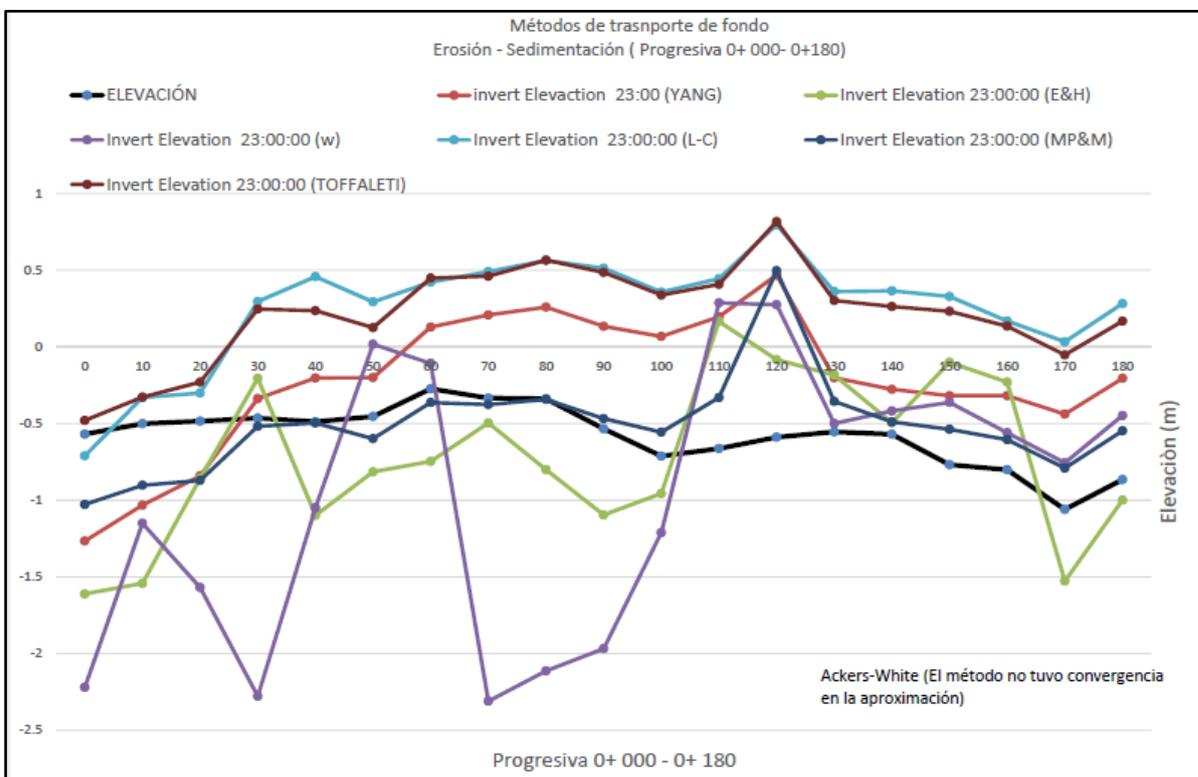


Figura 29: Cambios del lecho con los métodos de transporte de fondo

Los métodos de Laursen – Copeland, Toffaleti y Yang, nos muestran una aproximación en el transporte de fondo de sobrealimentación (Sedimentación). Mientras que los métodos de Engelund-Hansen y Wilcock nos muestra una aproximación en el transporte de fondo de subalimentación (erosión). Asimismo el método Meyer-Peter y Muller, nos muestra una tendencia compartida entre erosión y sedimentación. El método de Ackers White no tuvo convergencia en la aproximación dentro del rango de los otros métodos de transporte. Las condiciones de equilibrio de pendiente del tramo de estudio, validan intrínsecamente los

métodos que originan una sedimentación, asociada a las condiciones de pendientes estables con lo que fueron concebidos los modelos experimentalmente. Sin embargo, los basculamientos originados por los métodos que muestran erosión, nos indican inestabilidad en cuanto a las condiciones de pendiente de los modelos experimentales. Por consiguiente, con la calibración de los métodos de transporte con aforos sedimentarios realizados in-situ, nos brindarán un juicio de valor objetivo importante al momento de validar el modelo de transporte.

E. Comentarios de la estimación y evaluación de la cantidad de los sedimento mediante las fórmulas del modelo unidimensional

Debido a que uno de los objetivos del proyecto de Marina Costera, es la modificación de la profundidad del cauce, para el presente trabajo de investigación se estimó el transporte de fondo, el cual tiene la mayor repercusión morfológica sobre el cauce. Ahora bien, el modelo de transporte desarrollado en la presente investigación, constituye una opinión técnica para la toma de decisiones en las modificaciones del cauce en esta zona del proyecto, pues alterando las condiciones del lecho, el río intentara recuperar su régimen natural de profundidad, originando una sobrealimentación y/o subalimentación, que serán proporcionales a los métodos de transporte del modelo.

V. CONCLUSIONES

Utilizando como información de entrada, el hidrograma de caudales en un año típico promedio, la curva granulométrica y el nivel medio del mar como condición de contorno, como variables para la estimación de sedimentos, y atendiendo los objetivos de la investigación, se han llegado a las siguientes conclusiones:

1. Haciendo una inferencia con las muestras tomadas, el material transportado por el río presenta un amplio rango de granulometrías, siendo que las 4 muestras obtenidas tienen diferente diámetro D_{50} (3.50, 1.33, 0.40 y 0.34) mm, respectivamente), que se encuentran en la transición entre arenas muy gruesas y gravas finas. Se ha tomado en cuenta la dispersión espacial, así como la gradación muestral de las partículas, para obtener un juicio de valor objetivo, que bien pudiera variar, si se considerase un mayor número de muestras y/o, la época de toma, y la ubicación espacial.
2. Según la estadística de caudal de superación, las crecidas que generan sedimentos a lo largo del año se presentan en pocos días al año. En el presente caso de estudio, caudales líquidos que generan caudales sólidos se presentan el 6% del tiempo anual, es decir aproximadamente 22 días al año.
3. Los diversos métodos de estimación de sedimentos en el software, correlacionan diferentes tasas de transporte, donde se evidencia que cada fórmula han sido concebidas experimentalmente bajo diferentes escenarios fluviales. los valores estimados de los caudales sedimentarios mayores, le corresponden a los calculados por Yang, Engelund&Hansen y Toffaleti. Mientras que Wilcock-Crowe y Laursen, muestran los valores intermedios calculados. Asimismo, mediante Meyer-Peter&Muller y Ackers-White le corresponden los valores de los caudales sedimentarios menores.
4. En la presente investigación se ha seleccionado en método de Yang, la cual se soporta en datos de campo y laboratorio, con partículas de sedimentos de hasta 10 mm y cauces con pendientes longitudinal entre 0.01% y 2.8%, similares características que corresponden al Rio Hato.

5. La estabilidad del modelo para las condiciones del lecho del tramo en estudio, le corresponde a las aproximaciones realizadas por Laursen – Copeland, Toffaleti y Yang. Mientras que escenarios de erosión o basculamientos, le corresponde a los métodos de Engelund-Hansen y Wilcock. La aproximación por el método de Ackers White no tuvo convergencia dentro del rango de valores de transporte de los otros métodos.
6. El transporte de sedimento anual ocurre en un régimen de equilibrio hacia la desembocadura al mar. Cualquier situación que modifique su régimen, como por ejemplo en este caso, que se pretende un dragado o excavación en esta zona del cauce, el río intentará recuperar su condición de equilibrio, es decir intentará recuperar su nivel de fondo natural originando escenarios de basculamientos y/o sedimentación. Debido a que la mayor repercusión morfológica, tiene que ver con el transporte de fondo, la presente investigación, ofrece una opinión técnica en cuanto a la estimación anual del material sedimentario que se depositaría en esta sección del cauce.
7. El modelo Hec-Ras unidimensional, representa el régimen de flujo en una sola dirección, como sucede en el presente caso. Sin embargo, dependiendo de las condiciones de régimen del flujo en una o dos direcciones, se podría aplicar modelos bidimensionales.

VI. RECOMENDACIONES

- Se considera importante la calibración del modelo hidrosedimentológico, con aforos sedimentarios realizados in situ. Estos aforos debieran planificarse en épocas de crecidas, y durante los meses de lluvias, que corresponde a agosto, setiembre y octubre. Para la época seca, el transporte es despreciable.
- Tomando en cuenta las variables involucradas en el transporte, y la dispersión o representatividad de la muestra para el modelo, cualquier cálculo de transporte fluvial y de sedimentación que se realice en las condiciones propuestas, tiene al menos un factor 2 de incerteza (es decir, el valor real puede estar en la mitad o el doble del estimado). Esta es una condición que debe tenerse en mente al adoptar decisiones basadas en estos datos, ya que no existe ninguna metodología que permita evaluar los procesos con mayor precisión, a menos que se realicen las mediciones de transporte de sedimentos en crecidas (aforos) antes mencionadas, las cuales podrían reducir la incertidumbre en un 50 por ciento.
- El régimen de mareas presentes en la zona, afecta la dinámica del volumen de sedimentos transportados hacia la desembocadura del Río. Esta complejidad sistemática ambiental, pluvial y marina, requiere ser estudiada y valorada de acuerdo a los planes de expansión de los proyectos desarrollados en la zona.
- El modelo Hec-Ras se encuentra en constante desarrollo. La presente investigación marca una pauta en la consideración de las variables del software. Sin embargo, con el desarrollo del modelo, pudiera generarse futuros escenarios de modelación para el análisis.
- El presente trabajo de investigación, constituye una herramienta preliminar para desarrollos e investigaciones en ríos tropicales costeros, de llanura predominantemente seca la mayor parte del año, donde la cantidad de transporte de sedimentos anual, ocurre el 6% del tiempo en un año típico promedio. Cabe anotar que, cualquier desarrollo de proyectos de marinas costeras en este tipo de ríos, deberá tomarse en cuenta el régimen de transporte sedimentario, para estimar las condiciones de tirantes y navegabilidad.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKERS, P. y WHITE, W. R. 1973. Sediment transport: New Approach and Analysis. Journal of the Hydraulics Division. Vol 95 N° HY11. pp 2041-2060.

BARBOSA, S. 2013. Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña lechos de gravas. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería de Recursos Hidráulicos, en la Facultad de Minas, Escuela de Geociencias y Medio ambiente, de la Universidad Nacional de Colombia. Medellín, Colombia.

BLENCH, T. 1939. A new theory of turbulent flow in liquids of small viscosity. Journal of the Institution of Civil Engineers. Vol 11. Edimburgo, Escocia.

BRUNNER, W. 2010. River analysis HEC-RAS. Department of the Army. California, Estados Unidos.

BUREAU OF RECLAMATION. 2008. Es el listado de las represas a partir del 2008 de la Oficina de Reclamaciones de Estados Unidos

CASTILLO, L. y MARTÍN, V. 2009. Coeficientes de resistencia, transporte de sedimentos y caudal dominante en regiones semiáridas. I Jornadas de Ingeniería Del Agua. Capítulo español Asociación Internacional Ingeniería e Investigación Hidráulica- CEDEX. Madrid, España.

CHACÓN, J. y PAZMIÑO, E. 2010. Análisis de flujo gradualmente variado no permanente y transporte de sedimentos con el modelo HEC-RAS. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, en la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, de la Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador.

CHEN, Y. y FALCONER, R. A. 1992. Advection-diffusion modelling using the modified Quick scheme. International journal for numerical methods in fluids. Vol 15.

COLBY, B. R. y HEMBREE, C. H. 1955 Computations of total sediment discharge, Niobrara River near Cody. U.S. Geological Survey. N° 1357.

- COLBY, B. R. 1964. Practical computations of bed material discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE Vol 90.
- COPELAND, R. 1989. Corte madera creek sedimentation study. Numerical model investigation. U.S. Army Corps of Engineers.
- COPELAND, R. 1993. Yellow creek sedimentation study: Numerical model investigation. U.S. Army Corps of Engineers. Engineer Research and Development center.
- CUMBICOS, W. A. 1973. Morfología de cuencas. Universidad José Cecilio del Valle. Tegucigalpa, Honduras.
- DE LA CRUZ, F. 2015. Viabilidad de implementar el modelamiento numérico para determinar la dinámica fluvial del río Amazonas en la cercanía de la ciudad de Iquitos. Trabajo de investigación para optar la Segunda Especialidad Profesional en Hidrografía y Navegación, en la Escuela Superior de Guerra Naval, de la Marina de Guerra del Perú. Callao, Perú.
- ENGELUND, F. y HANSEN, E. 1967. Sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag Technical Press. pp 62. Copenhagen, Dinamarca.
- EINSTEIN, H. A. 1950. The bed load function for sediment transportation in open channel flows. U.S. Department of Agriculture. California, Estados Unidos.
- GARCÍA, M. y MAZA, J. 1998. Manual de ingeniería de ríos. Origen y propiedades de los sedimentos. Universidad Nacional Autónoma de México -UNAM. Ciudad de México, México.
- GARGÍA, J. 2010. El depósito de materiales. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
- HAZEN, A. 1892. Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration. 24 th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health, Pub. Doc. No. 34, 539–556.
- HUANG, J. V. y GREIMANN, B. 1971. User's Manual. U.S. Department of Interior.
- HUANG, J. V. y GREIMANN, B. 2006. Movement of finite amplitude sediment accumulation. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 1398.

- HUANG, V. H. y GREIMANN, B. 2012. Sedimentation and river hydraulics. One dimension. Version 3.0. Technical Service Center. Bureau of Reclamation. Colorado, Estados Unidos.
- JULIEN, P. Y. 1991. Alluvial channel geometry: Theory and applications. Journal of Hydraulic Engineering.
- KARIM y KENNEDY. 1990. Menu of coupled velocity and sediment discharge relations for rivers. Journal of Hydraulic Engineering. Vol 1168.
- LACEY, G. 1930. Stable channels in alluvium. Minutes of the proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol 229. Edimburgo, Escocia.
- LAURSEN, E. M. 1968. Analysis of Relief Bridge scour. American society of Civil Engineers. Journal of the Hydraulics Engineering. Vol 89.
- LEOPOLD, L. B. 1953. Downstream change of velocity in rivers. American Journal of Science. Vol 251.
- LINDLEY, E. S. 1919. Regime channels. Proceeding Punjab Engineering. Congress India.
- LISCHTVAN y LEBEDIEV. 1959. Hidrologia i gidraulika v mostovom dorozhnom. Scientific Research an Academic Publisher. Leningrado, Rusia.
- MADDEN, E. B. R. 1993. Modified Laursen Method for estimating bed-material sediment load. U.S. Army Corps of Engineers. Engineer Research and Development center.
- MARTÍN, V. 2003. Ingeniería Fluvial. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- MARTÍN, V. 2007. Ingeniería de ríos. Ediciones UPC. Barcelona, España.
- MAZA, J. y GARCÍA, M. 1996. Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México -UNAM. Ciudad de México, México.
- MAZA, J. y VAL, R. 1951. Fórmulas para cuantificar el arrastre en la capa de fondo. Universidad Nacional Autónoma de México -UNAM. Ciudad de México, México.
- MELVILLE, B. W. y COLEMAN, S. E. 2000. Bridge Scour. Water Resources Publications, LLC. Colorado, Estados Unidos.

- MEYER-PETER, E. y MÜLLER, R. 1948. Formulas for bed load transport. Presented at 2nd Meeting. Hydraulic Engineering Reports. Madrid, España.
- NEILL, C. R. 1980. Guide to bridge hydraulics. Editorial TAC. Ottawa, Canada.
- NIÑO, Y. 2004. Hidráulica fluvial y transporte de sedimentos. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile. Santiago, Chile.
- POSADA, L. 1994. Transporte de Sedimentos. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas. Medellín, Colombia.
- PRASUHN, A. L. 1994. Modification of the Ackers-White Procedure to calculate sediment transport by size fractions. U.S. Army Corps of Engineers.
- PREISSMANN, A. y HOLLY, F. 1977. Accurate calculation of transport in two dimensions. Journal of the Hydraulics Division. pp 1259-1277.
- ETESA (Empresa de Transmisión Eléctrica, PA). 2008. Análisis regional de crecidas máximas de Panamá periodo 1971 – 2006). PA, PA. 93 p.
- RUBEY, W. W. 1933. Equilibrium conditions in debris laden streams. American Geophysical Union 14.
- SCHREIDER, M., SCACCHI, G. y FRANCO, F. 2001. Aplicación del método de Lischtván y Levediev al cálculo de la socavación general. Ingeniería Hidráulica en México. Vol 16. Ciudad de México, México.
- SHENG, H. W. y HUNG, C. S. 1972. Chapter 14: An engineering approach to total bed material load by regression analysis. Proc. Sedimentation symposium. Walter Resources Publications.
- SHIELDS, A. 1936. Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. Publicado por U.S. Department of Agriculture. California, Estados Unidos.
- TAPIA, E. R. 2012. Simulación numérica del hidrograma generado por desbordamiento y ruptura de un dique de materiales sueltos. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, en la Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, en la Universidad Central del Ecuador. Quito, Ecuador.
- TOFFALETI, F. B. 1968. A procedure for computation of the total river Sand discharge and detailed distribution, bed to surface. U.S. Army Corps of Engineers. Technical Report N° 5.

USDA. 1971. National engineering Handbook. Publicado por U.S. Department of Agriculture. California, Estados Unidos.

VAN, L. C. 1993. Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. University of Utrecht. Utrecht, Países Bajos.

WILCOCK, P. R. 2001. Toward a practical method for estimating sediment transport rates in gravel-bed rivers. *Earth Surface Processes and Landforms*. Vol 26. Pp 1395-1408.

WONG, M. y PARKER, G. 2006. One-dimensional modeling of bed evolution in a gravel bed river subject to a cycled flood hydrograph. *Journal of Geophysical Research*. Vol 111.

YANG, C. T. 1973. Incipient motion and sediment transport. *Journal of the Hydraulic Division. American Society of Civil Engineers*. Vol 99, pp 1679-1704.

YANG, C. T. 1984. Unit stream power equation for gravel. *Journal of the Hydraulic Division. American Society of Civil Engineers*. Vol 110, pp 1783-1797.

VIII. ANEXOS

ANEXO 1. Resultados de los volúmenes acumulados de sedimentos para la muestra SRH-3 D_{50} , en el tramo de navegación de entrada a la Marina Costera (0+000 – 0+180).

| Progresiva real (m) | VCS(m3) SRH3 |
|---|------------------|
| 180 | 2695.266 |
| 170 | 2664.348 |
| 160 | 2632.208 |
| 150 | 2644.459 |
| 140 | 2637.641 |
| 130 | 2637.494 |
| 120 | 2566.257 |
| 110 | 2505.053 |
| 100 | 2452.786 |
| 90 | 2422.404 |
| 80 | 2384.603 |
| 70 | 2400.715 |
| 60 | 2392.93 |
| 50 | 2403.473 |
| 40 | 2390.083 |
| 30 | 2393.112 |
| 20 | 2433.18 |
| 10 | 2480.221 |
| 0 | 2518.852 |
| Volumen total de sedimentos en el tramo de navegación de ingreso a la Marina (0+000 - 0+180) | 47655.085 |

ANEXO 2. Resultados de los volúmenes acumulados de sedimentos para la muestra SRH-3 D_{50} , en el tramo de navegación de entrada a la Marina Costera (0+000 – 0+180).

| Progresiva real (m) | invert Elevation 00:00 | invert Elevation 23:00 | Diferencia | Sedimentación / Erosión |
|------------------------|---------------------------|---------------------------|------------|----------------------------|
| 180 | -0.865 | -0.205 | -0.66 | sedimentación |
| 170 | -1.06 | -0.438 | -0.622 | sedimentación |
| 160 | -0.801 | -0.318 | -0.483 | sedimentación |
| 150 | -0.768 | -0.318 | -0.45 | sedimentación |
| 140 | -0.57 | -0.277 | -0.293 | sedimentación |
| 130 | -0.554 | -0.201 | -0.353 | sedimentación |
| 120 | -0.589 | 0.468 | -1.057 | sedimentación |
| 110 | -0.663 | 0.196 | -0.859 | sedimentación |
| 100 | -0.712 | 0.068 | -0.78 | sedimentación |
| 90 | -0.534 | 0.134 | -0.668 | sedimentación |
| 80 | -0.338 | 0.259 | -0.597 | sedimentación |
| 70 | -0.334 | 0.208 | -0.542 | sedimentación |
| 60 | -0.273 | 0.129 | -0.402 | sedimentación |
| 50 | -0.454 | -0.2 | -0.254 | sedimentación |
| 40 | -0.488 | -0.203 | -0.285 | sedimentación |
| 30 | -0.464 | -0.337 | -0.127 | sedimentación |
| 20 | -0.484 | -0.841 | 0.357 | erosión |
| 10 | -0.501 | -1.032 | 0.531 | erosión |
| 0 | -0.569 | -1.266 | 0.697 | erosión |