



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**SIMULACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA
DEL DEPÓSITO DE SEDIMENTOS A
LA ENTRADA DE UN EMBALSE**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Daniel Salmerón Vergara

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Jesús Gracia Sánchez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/012/17

Señor
DANIEL SALMERÓN VERGARA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"SIMULACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA DEL DEPÓSITO DE SEDIMENTOS A LA ENTRADA DE UN EMBALSE"

- INTRODUCCIÓN
- I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
- II. ANTECEDENTES
- III. MODELACIÓN FÍSICA DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
- IV. MODELACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
- V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 7 de febrero del 2017.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

DEDICATORIA

A mis padres y mis hermanos,
por ser el más grande apoyo en toda mi vida.



AGRADECIMIENTOS

A mis Padres

Por todos estos años de brindarme su apoyo,
cariño, amor y todo lo mejor de ustedes.

A mis hermanos

Por pasar muy buenos momentos juntos y
contar con su apoyo cuando más los necesito

A mi novia

Por siempre creer, confiar y estar siempre a mi lado
en los buenos y malos momentos

A mis amigos y compañeros

Por permitirme crecer y compartir con
ustedes alegres experiencias

A mi universidad

Por brindarme todo lo necesario para mi buen
desarrollo académico y profesional

A mis profesores y sinodales

Por todas sus enseñanzas y consejos
que permitieron el desarrollo de este trabajo

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	8
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	9
2. ANTECEDENTES.....	10
2.1. Propiedades de los sedimentos.....	10
2.1.1. Densidad	10
2.1.2. Peso específico.....	10
2.1.3. Densidad relativa	11
2.1.4. Peso específico sumergido	11
2.1.5. Viscosidad cinemática del fluido.....	11
2.1.6. Diámetro de la partícula	11
2.1.7. Forma de la partícula.....	14
2.1.8. Velocidad de caída.....	14
2.2. Tipos de transporte de sedimentos	16
2.2.1. Transporte de fondo	16
2.2.2. Transporte de lavado	17
2.2.3. Formas de transporte.....	17
2.3. Cuantificación del transporte de sedimentos	19
2.3.1. Ackers-White (1990)	20
2.3.2. Engelünd y Hansen (1967)	20
2.3.3. Laursen-Copeland (1968)	20
2.3.4. Meyer-Peter y Müller (1948).....	21
2.3.5. Toffaleti (1968).....	21
2.3.6. Yang (1976)	22
2.3.7. Wilcock-Crowe (2003)	22
2.4. Entrada de sedimentos al embalse	22
2.4.1. Zonas de depósito.....	23
2.4.2. Geometría longitudinal de depósitos.....	24
2.4.3. Distribución de sedimentos dentro de un embalse	25
2.5. Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces	28
2.5.1. Descripción de las obras	29
2.5.2. Características del embalse	30

3.	MODELACIÓN FÍSICA DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	32
3.1.	Modelos de fondo móvil.....	32
3.2.	Leyes de similitud y semejanza hidráulica	33
3.2.1.	Similitud geométrica.....	33
3.2.2.	Similitud cinemática.....	33
3.2.3.	Similitud dinámica.....	33
3.2.4.	Semejanza de Froude	34
3.3.	Relaciones de escala entre prototipo y modelo	34
3.4.	Construcción del modelo físico	35
3.5.	Pruebas realizadas en el modelo físico	38
3.5.1.	Materiales utilizados en pruebas.....	38
3.5.2.	Procedimiento para cada prueba	39
3.6.	Resultados de pruebas	42
3.6.1	Resultados prueba Arena Azul $Q= 2389 \text{ m}^3/\text{s}$	42
3.6.2.	Resultados prueba Arena Negra $Q= 2180 \text{ m}^3/\text{s}$	43
3.6.3.	Resultados prueba Arena Azul con Hidrograma.....	44
4.	MODELACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS 46	
4.1.	Tipos de modelos numéricos	46
4.1.1.	Modelos Tridimensionales	46
4.1.2.	Modelos Bidimensionales	46
4.1.3.	Modelos Unidimensionales	47
4.2.	Implementación del modelo numérico unidimensional HEC-RAS	48
4.2.1.	Modelado de transporte de sedimentos	48
4.3.	Aplicación y proceso del modelo numérico Unidimensional HEC-RAS	52
4.3.1.	Creación del proyecto	52
4.3.2.	Sistema de unidades.....	53
4.3.3.	Archivo de geometría	53
4.3.4.	Archivo de flujo casi no permanente	54
4.3.5.	Archivo de datos de sedimentos	56
4.3.6.	Cálculo de transporte de sedimentos	59
4.4.	Resultados de escenarios modelados	62
4.4.1.	Escenario 1: Arena Azul con $Q= 2389 \text{ m}^3/\text{s}$	62
4.4.2.	Escenario 2: Arena Negra con $Q= 2180 \text{ m}^3/\text{s}$	64

5.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA.....	66
5.1.	Comparación de resultados escenario 1: Arena Azul con $Q= 2389 \text{ m}^3/\text{s}$	66
5.2.	Comparación de resultados escenario 2: Arena Negra con $Q= 2180 \text{ m}^3/\text{s}$	69
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	72
	BIBLIOGRAFÍA.....	74
	REFERENCIAS.....	76
	APÉNDICE A	77

INTRODUCCIÓN

Al construir una presa se forma un embalse que es la acumulación de agua producida por la obstrucción parcial o total de la corriente de un río. Los embalses se utilizan para retener excesos de agua en períodos de alto escurrimiento que son usados en épocas de sequías además de facilitar la regularización y funcionamiento de los sistemas de suministro de agua, plantas de tratamiento o estaciones de bombeo.

Las principales ventajas de los embalses se encuentra: el mejoramiento en el suministro de agua a poblaciones urbanas en épocas de sequías, el incremento de vías navegables y disminución de distancias para navegación, control en las crecientes de los ríos y daños causados por inundaciones hacia aguas abajo, mejoramiento de condiciones ambientales y la realización de actividades de recreación.

En los embalses ocurre el fenómeno del depósito de sedimentos que son partículas arrastradas por la corriente de un río y esto genera problemas en la reducción de la vida útil del embalse, calidad deficiente del agua ocasionando el desgaste de máquinas y tuberías, aumento de niveles del río hacia aguas arriba provocando inundaciones a poblaciones urbanas y principalmente los cambios drásticos en las zonas ecológicas.

Para llevar a cabo el Proyecto Hidráulico Las Cruces, el Instituto de Ingeniería UNAM construyó un modelo físico a escala reducida de la entrada del embalse, donde se pretende simular el comportamiento del material sólido transportado y detectar las zonas de mayor depósito con el fin de regular el flujo de sedimentos que se presentará hacia aguas abajo de la presa.

Los resultados obtenidos de los ensayos en el modelo físico posteriormente se calibraron con los resultados de un modelo numérico unidimensional para dar una mayor aproximación a la solución del problema.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El estudio de transporte de sedimentos de los ríos sigue siendo en el presente un fenómeno difícil de predecir debido a que es un proceso continuo que se presenta en la naturaleza y depende de factores hidrológicos, hidráulicos, geológicos, geográficos, biológicos y de las actividades que desarrolla el ser humano.

Para el desarrollo energético del país, se demanda una gran cantidad de Proyectos Hidroeléctricos donde se exige una previa evaluación de su factibilidad tanto técnica como económica donde uno de los aspectos más importantes es conocer el comportamiento de los sedimentos transportados por los ríos ante la construcción de una presa.

El principal problema en los embalses es la reducción de su capacidad de almacenamiento, provocando un decrecimiento en su eficiencia y llegando en algunos casos a inhabilitarlo, esto se debe al construir una presa, este interrumpe el paso del río provocando pérdidas de velocidades de la corriente lo cual propicia el depósito de sedimentos los cuales cambiarán condiciones aguas arriba como el aumento de niveles ocasionando muchas veces desbordamientos de ríos que antes no se presentaban.

Para mitigar este problema es necesario conocer la cantidad y distribución de sedimentos que entran a un embalse, este uno de los aspectos más importantes pero difíciles de evaluar debido a su gran número de variables relacionadas y para determinarlo se han empleado distintos métodos conocidos como directos e indirectos.

Los métodos directos se realizan mediciones en campo a partir de un material depositado, pero no resultan muy convenientes debido a la gran dificultad de trabajo y constancia que esto requiere para obtener muestras, además que los equipos utilizados son costosos y con un rango aplicación reducido. Mientras que los métodos indirectos consisten en ecuaciones empíricas y analíticas que son sencillas de aplicar pero los resultados obtenidos tienen un alto grado de incertidumbre debido a que fueron desarrolladas para casos muy específicos.

Se han desarrollado una gran variedad de modelos numéricos que permiten conocer de forma aproximada el comportamiento de este tipo de fenómenos y cuando es mayor la incertidumbre del problema es conveniente la realización de modelos físicos que permitan reproducir de manera aproximada el comportamiento adecuado del prototipo.

En el desarrollo de esta tesis se pretende conocer el depósito y distribución de los diferentes diámetros del sedimento grueso a la entrada del embalse del P.H. Las Cruces, con el fin de determinar la posibilidad de remover las zonas de mayor depósito hacia aguas abajo de la cortina de la presa y evitar la alteración ecológica de la zona lagunar de Marismas Nacionales por la realización de dicho proyecto.

Para estudiar este fenómeno se realizó la construcción de un modelo físico a escala reducida y se calibró con un modelo numérico unidimensional llamado HEC-RAS a fin de conocer con mayor aproximación el depósito de sedimentos con las diferentes funciones de transporte de sedimentos incluidas en el programa.

2. ANTECEDENTES

Los sedimentos son todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua, que después de cierto acarreo se depositan finalmente a lo largo de los cauces, lagos o lagunas, en el mar, o en las partes más bajas de la cuenca. Las partículas de sedimento se clasifican en:

- Materiales no cohesivos o granulares
- Materiales cohesivos

Los materiales no cohesivos o granulares están formados por partículas sueltas y la fuerza que un líquido debe hacer para mover las partículas en función del peso de cada partícula y del coeficiente de fricción interna.

Los materiales cohesivos están formados de partículas muy pequeñas que ofrecen resistencia al flujo de agua. Se necesitan velocidades de corriente más altas para erosionar partículas más pequeñas debido a que su fuerza de cohesión impide el transporte, una vez que esta fuerza es vencida la partícula puede comportarse como un material granular y es transportada en suspensión debido a su peso y tamaño reducidos

2.1. Propiedades de los sedimentos

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y depósito del sedimento depende tanto de las condiciones de flujos y de las propiedades del sedimento.

2.1.1. Densidad

Es el cociente ρ_s de la masa sólida de la partícula y el volumen que ocupa.

$$\rho_s = \frac{M}{V}$$

Donde:

M Masa sólida de la partícula
V Volumen de la partícula

2.1.2. Peso específico

Es el cociente entre el peso de la partícula (W) y el volumen (V); de igual forma, el producto de la densidad y la gravedad.

$$\gamma_s = \frac{W}{V}$$
$$\gamma_s = g \rho_s$$

2.1.3. Densidad relativa

Se define como la relación entre la densidad de la partícula sólida y la densidad del agua a 4°C.

$$S_s = \frac{\rho_s}{\rho} = 2.65$$

Donde:

ρ Densidad del agua.
 ρ_s Densidad de la partícula sólida

2.1.4. Peso específico sumergido

Se define por la diferencia entre el peso específico del sedimento (γ_s) y el peso específico del agua (γ).

$$\gamma'_s = \gamma_s - \gamma$$

2.1.5. Viscosidad cinemática del fluido

Se define como la relación entre la viscosidad dinámica (μ) y densidad del líquido (ρ).

$$v = \frac{\mu}{\rho}$$

2.1.6. Diámetro de la partícula

El tamaño de la partícula es una de las propiedades más importantes del sedimento, se puede considerar que la variación del tamaño define la variación del comportamiento del sedimento. Las partículas naturales tienen distintas formas irregulares, siendo necesario idear técnicas estadísticas y de laboratorio para describir adecuadamente su tamaño. A continuación se citan diámetros característicos:

2.1.6.1. Diámetro nominal

Es el diámetro que tiene una esfera de igual volumen que la partícula. Esta definición es más útil en el estudio del transporte de partículas gruesas.

$$D_n = \left(\frac{6V}{\pi} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

V Volumen de la partícula

2.1.6.2. Diámetro de cribado

Es la amplitud que tiene la abertura de una malla por la cual se hace pasar la partícula en una distribución granulométrica. El diámetro de cribado se usa comúnmente para definir el tamaño de partículas mayores de 0.062 mm, como las arenas y gravas.

2.1.6.3. Diámetro de sedimentación

Es el diámetro que tiene una esfera de igual densidad y velocidad de caída que la partícula de que se trata, al caer ambas en el mismo líquido a una temperatura conocida.

El diámetro de sedimentación se emplea con frecuencia para definir el tamaño de partículas muy finas, como las de los limos y arcillas y se determina a partir de su velocidad de caída mediante la ley de Stokes.

2.1.6.4. Diámetro medio aritmético

Corresponde al diámetro del material promedio en peso; es decir, el tamaño del material en las abscisas de la curva granulométrica que corresponde al 50% en las ordenadas.

D_{50} Diámetro que representa la media de la muestra, en donde el 50% de la muestra en peso tiene partículas menores que D_{50} .

La tabla (tabla 2.1.6.6.1) presenta la clasificación de sedimentos según su tamaño, dada por la American Geophysical Union.

2.1.6.5. Diámetro medio ponderado

Es una medida de la tendencia central, que es apropiada cuando en un conjunto de datos cada uno de ellos tiene la importancia relativa respecto a los demás datos.

$$D_m = \frac{\sum(D_i P_i)}{\sum P_i}$$

Donde:

D_m	Diámetro medio de la muestra
D_i	Diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción
P_i	Peso del material retenido en cada malla
D_i	Diámetro medio aritmético $(D_{i\ max} + D_{i\ min})/2$
$D_{i\ max}, D_{i\ min}$	Valores extremos de cada clase

Tabla. 2.1.6.6.1. Clasificación de los sedimentos por tamaño propuesto por American Geophysical Union

Grupo	Clase	Tamaño (mm)
Bolos	muy grandes	2048-4096
	grandes	1024-2048
	medianos	512-1024
	pequeños	256-512
Cantos	grandes	128-256
	pequeños	64-128
Grava	muy gruesa	32-64
	gruesa	16-32
	mediana	8-16
	finas	4-8
	muy fina	2-4
Arena	muy gruesa	1-2
	gruesa	0.5-1
	mediana	0.25-0.5
	finas	0.125-0.25
	muy fina	0.062-0.125
Limo		Stokes
	grueso	0.031-0.062
	mediano	0.016-0.031
	fino	0.008-0.016
	muy fino	0.004-0.008
Arcilla	gruesa	0.002-0.004
	mediana	0.001-0.002
	finas	0.0005-0.001
	muy fina	0.00024-0.005

Tabla. 2.1.6.6.2. Numeración de tamices Sistema U.S. Estándar

Número	Abertura (mm)	Número	Abertura (mm)
4"	101.6	16	1.19
2"	50.8	20	0.84
1"	25.4	30	0.59
3/4"	19.1	40	0.42
1/2"	12.7	50	0.297
3/8"	9.52	60	0.25
3	6.35	70	0.21
4	4.76	100	0.149
6	3.36	140	0.105
8	2.38	200	0.074
10	2	270	0.053
12	1.68	400	0.037

2.1.7. Forma de la partícula

Es la característica que describe el aspecto y apariencia de la partícula, independientemente de su tamaño, densidad o composición mineralógica. La forma influye en el movimiento de las partículas que caen o se desplazan en la corriente. Asimismo influye en el poder abrasivo de las partículas en igualdad de tamaño o densidad. Normalmente se define a través de la esfericidad, factor de forma y redondez.

2.1.7.1. Esfericidad

Es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente a la partícula y el área superficial de la partícula. La esfericidad promedio de las partículas naturales varía entre 0.6 y 0.85.

$$\Omega = \sqrt[3]{\frac{c}{b} \left(\frac{b}{a}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{bc}{a^2}}$$

Donde:

Ω	Esfericidad
a	Arista más larga
b	Arista de longitud intermedia
c	Arista más corta

2.1.7.2. Factor de Forma

Describe el aspecto o apariencia de la partícula.

$$FF = \frac{c}{\sqrt{ab}}$$

Para una esfera $FF = 1$; para otras formas $FF < 1$ y en partículas naturales $FF \approx 0.7$.

2.1.7.3. Redondez

Es la relación entre el radio medio de las aristas y esquinas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en la máxima área proyectada de la partícula. Es una característica muy importante en los estudios de abrasión.

La redondez de la esfera vale 1 y la de las partículas minerales varía entre 0.3 y 0.8.

2.1.8. Velocidad de caída

La velocidad de caída es la máxima velocidad que la partícula alcanza cuando cae libremente en agua. La velocidad de caída tiene en cuenta el peso, la forma, el tamaño de la partícula, la temperatura y la densidad del agua.

Para obtener la velocidad de caída de partículas naturales, existen 3 métodos que fueron propuestos por: Toffaleti (1968), Van Rijn (1993) y Rubey (1933).

2.1.8.1. *Toffaleti*

Toffaleti presenta una tabla de velocidades de caída con un factor de forma de 0.9 y un peso específico de 2.65. Las diferentes velocidades de caída son dadas por un rango de temperaturas y tamaño de las partículas, divide en clases de tamaño estándar de la Unión Americana Geofísica, de arena muy fina a grava mediana. (tabla 2.1.8.1.1)

Tabla. 2.1.8.1.1. Velocidad de caída presentada por Toffaleti

AMF=Arena muy fina
AMG=Arena muy gruesa

AF=Arena fina
GMF=Grava muy fina

AM=Arena mediana
GF=Grava fina

AG=Arena gruesa
GM=Grava mediana

Temp. °F	Velocidad de sedimentación en ft/seg							
	AMF	AF	AM	AG	AMG	GMF	GF	GM
35	0.013	0.045	0.130	0.305	0.590	1.00	1.41	1.95
36	0.013	0.045	0.131	0.307	0.592	1.00	1.41	1.95
37	0.014	0.046	0.132	0.310	0.594	1.00	1.41	1.95
38	0.014	0.047	0.133	0.312	0.595	1.00	1.41	1.95
39	0.014	0.047	0.135	0.314	0.598	1.00	1.41	1.95
40	0.014	0.048	0.136	0.316	0.600	1.00	1.41	1.95
41	0.015	0.049	0.137	0.318	0.602	1.00	1.41	1.95
42	0.015	0.050	0.138	0.320	0.604	1.00	1.41	1.95
43	0.015	0.051	0.140	0.321	0.606	1.00	1.41	1.95
44	0.016	0.051	0.141	0.322	0.608	1.00	1.41	1.95
45	0.016	0.052	0.142	0.323	0.609	1.00	1.41	1.95
46	0.016	0.053	0.143	0.325	0.610	1.00	1.41	1.95
47	0.016	0.053	0.144	0.326	0.612	1.00	1.41	1.95
48	0.017	0.054	0.145	0.328	0.614	1.00	1.41	1.95
49	0.017	0.055	0.146	0.330	0.616	1.00	1.41	1.95
50	0.017	0.055	0.147	0.331	0.618	1.00	1.41	1.95
51	0.018	0.056	0.148	0.333	0.620	1.00	1.41	1.95
52	0.018	0.057	0.150	0.334	0.621	1.00	1.41	1.95
53	0.018	0.057	0.151	0.336	0.623	1.00	1.41	1.95
54	0.018	0.058	0.152	0.338	0.624	1.00	1.41	1.95
55	0.018	0.059	0.153	0.340	0.626	1.00	1.41	1.95
56	0.019	0.059	0.154	0.341	0.627	1.00	1.41	1.95
57	0.019	0.060	0.155	0.343	0.629	1.00	1.41	1.95
58	0.019	0.061	0.156	0.344	0.630	1.00	1.41	1.95
59	0.019	0.061	0.157	0.346	0.632	1.00	1.41	1.95
60	0.020	0.062	0.158	0.347	0.633	1.00	1.41	1.95
61	0.020	0.063	0.160	0.349	0.635	1.00	1.41	1.95
62	0.020	0.063	0.161	0.350	0.636	1.00	1.41	1.95
63	0.020	0.064	0.162	0.351	0.638	1.00	1.41	1.95
64	0.021	0.065	0.163	0.353	0.639	1.00	1.41	1.95

Temp. °F	Velocidad de sedimentación en ft/seg							
	AMF	AF	AM	AG	AMG	GMF	GF	GM
65	0.021	0.065	0.165	0.354	0.640	1.00	1.41	1.95
66	0.021	0.066	0.166	0.356	0.641	1.00	1.41	1.95
67	0.021	0.067	0.167	0.357	0.643	1.00	1.41	1.95
68	0.022	0.067	0.168	0.359	0.644	1.00	1.41	1.95
69	0.022	0.068	0.170	0.360	0.646	1.00	1.41	1.95
70	0.022	0.069	0.171	0.361	0.647	1.00	1.41	1.95
71	0.022	0.070	0.172	0.362	0.649	1.00	1.41	1.95
72	0.023	0.071	0.173	0.363	0.650	1.00	1.41	1.95
73	0.023	0.071	0.175	0.364	0.652	1.00	1.41	1.95
74	0.023	0.072	0.176	0.365	0.653	1.00	1.41	1.95
75	0.024	0.072	0.177	0.366	0.655	1.00	1.41	1.95
76	0.024	0.073	0.178	0.367	0.656	1.00	1.41	1.95
77	0.024	0.073	0.180	0.368	0.657	1.00	1.41	1.95
78	0.024	0.074	0.181	0.370	0.658	1.00	1.41	1.95
79	0.025	0.074	0.182	0.371	0.659	1.00	1.41	1.95
80	0.025	0.075	0.183	0.373	0.660	1.00	1.41	1.95
81	0.025	0.075	0.184	0.375	0.661	1.00	1.41	1.95
82	0.025	0.076	0.185	0.376	0.662	1.00	1.41	1.95
83	0.025	0.077	0.186	0.378	0.663	1.00	1.41	1.95
84	0.026	0.077	0.187	0.380	0.664	1.00	1.41	1.95
85	0.026	0.078	0.188	0.381	0.665	1.00	1.41	1.95
86	0.026	0.078	0.190	0.383	0.666	1.00	1.41	1.95
87	0.026	0.079	0.192	0.385	0.667	1.00	1.41	1.95
88	0.027	0.079	0.194	0.386	0.668	1.00	1.41	1.95
89	0.027	0.080	0.195	0.388	0.669	1.00	1.41	1.95
90	0.027	0.080	0.196	0.390	0.670	1.00	1.41	1.95
91	0.028	0.081	0.197	0.391	0.671	1.00	1.41	1.95
92	0.028	0.081	0.198	0.392	0.672	1.00	1.41	1.95
93	0.028	0.082	0.199	0.393	0.673	1.00	1.41	1.95
94	0.028	0.082	0.200	0.394	0.674	1.00	1.41	1.95

2.1.8.2. *Van Rijn*

Van Rijn aproximó las curvas para velocidad de caída de la US Inter-agency Committee on Water Resources (IACWR) usando partículas irregulares con un factor de forma de 0.7 en agua con temperatura de 20°C. Tres ecuaciones son usadas, dependiendo del tamaño de la partícula:

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

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

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

Donde:

- ω Velocidad de caída de la partícula (m/s)
- ν Viscosidad cinemática (m^2/s)
- s Peso específico de las partículas (kgf/m^3)
- d Diámetro de la partícula (m)

2.1.8.3. Rubey

Rubey desarrolló una relación analítica entre el fluido, propiedades del sedimento y la velocidad de caída basada en la combinación de la Ley de Stokes (para partículas finas sujetas solamente a la resistencia de la viscosidad) y un efecto en la fórmula (para partículas grandes fuera de los límites de Stokes). Esta ecuación ha mostrado ser adecuada con limos, arenas y gravas. Rubey sugirió que la forma de las partículas de granos triturados, con un peso específico aproximado de 2.65, son mejor aplicadas en la ecuación. Se ha comprobado que las partículas más uniformes, tienden a caer más rápido que lo predicho en la ecuación. Los ensayos fueron realizados en agua con una temperatura de 16°C.

$$\omega = \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D + \frac{36\nu^2}{D^2} \right]^{1/2} - \frac{6\nu}{D}$$

Donde:

- ω Velocidad de caída (m/s)
- ν Viscosidad cinemática (m^2/s)
- D Diámetro característico (m)

2.2. Tipos de transporte de sedimentos

El sedimento se clasifica en 2 grupos de acuerdo a su comportamiento al ser transportado: transporte o carga de fondo y transporte o carga de lavado.

- Transporte de fondo
- Transporte de lavado

2.2.1. Transporte de fondo

Depende de las características hidráulicas del flujo y de las características físicas de los materiales. Puede ser transportada sobre la capa de fondo del río o en suspensión.

2.2.2. Transporte de lavado

Depende de las condiciones de la cuenca. Corresponde al material más fino, usualmente arcillas y limos, que es transportado en suspensión la mayor parte del tiempo. Cuando los diámetros no son conocidos, se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062 mm, el transporte de lavado son todas las partículas menores que ese diámetro.

2.2.3. Formas de transporte

Para tener mayor facilidad en el cálculo de transporte de sedimentos, se proponen distinguir 6 clases de transporte que se presentan en la tabla 2.2.3.1 y se aprecia de forma gráfica en la fig. 2.2.3.1.

Tabla 2.2.3.1. Notación de formas de transporte de sedimentos

Forma de Transporte	Notación			
	$kgf/(s\ m)$	(kgf/s)	$m^3/(s\ m)$	(m^3/s)
a).- Arrastre en la capa de fondo (g_B)	g_B	G_B	q_B	Q_B
b).- Transporte de fondo en suspensión (g_{BS})	g_{BS}	G_{BS}	q_{BS}	Q_{BS}
c).- Transporte total de fondo (g_{BT})	g_{BT}	G_{BT}	q_{BT}	Q_{BT}
d).- Transporte de lavado (g_L)	g_L	G_L	q_L	Q_L
e).- Transporte en suspensión (g_S)	g_S	G_S	q_S	Q_S
f).- Transporte total (g_T)	g_T	G_T	q_T	Q_T

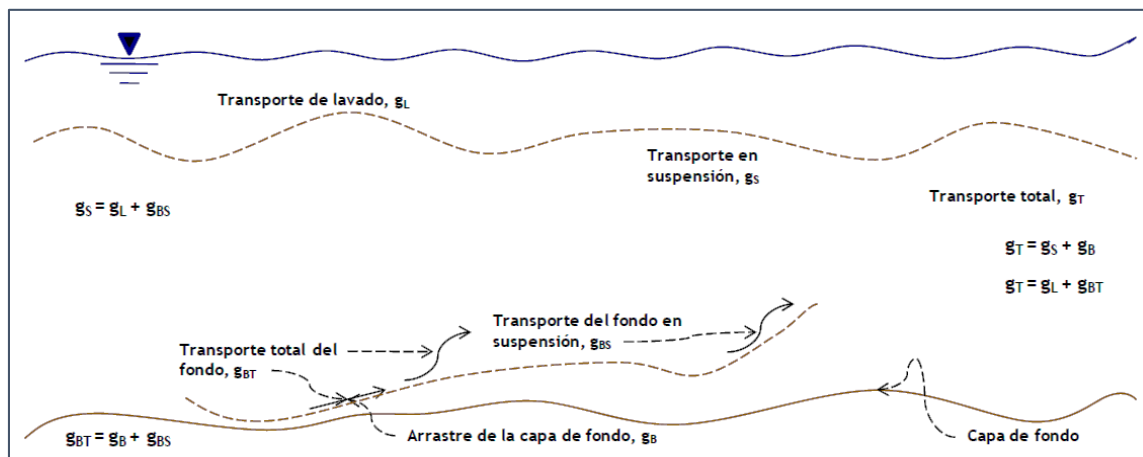


Figura 2.2.3.1 Formas de transporte de sedimentos

2.2.3.1. Arrastre de la capa de fondo o carga de fondo (g_B)

Es el material del fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo, cuyo espesor es aproximadamente dos veces el diámetro de la partícula considerada.

El transporte en la capa de fondo se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades físicas del material del fondo.

2.2.3.2. Transporte de fondo en suspensión o carga en suspensión (g_{BS})

Está formado por el material del fondo del cauce que es transportado por la corriente en suspensión. El flujo, debido a su velocidad y turbulencia, levanta las partículas del lecho y las mantiene en suspensión, aunque continuamente se produce un intercambio de partículas.

El transporte del fondo en suspensión se calcula en función de las mismas características que el transporte de la capa de fondo y también se puede obtener con una muestra de agua tomada en un punto conocido del río a fin de conocer la concentración y propiedades físicas de las partículas.

2.2.3.3. Transporte total de fondo o carga de material de fondo (g_{BT})

Está formado por el material del fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión. El transporte de fondo es generalmente granular como gravas y arenas.

$$g_{BT} = g_B + g_{BS}$$

2.2.3.4. Transporte de lavado (g_L)

Estos sedimentos tienen su origen por erosión de la cuenca y eventualmente por la erosión que produce el río en sus márgenes. Todo el sedimento proviene de aguas arriba y no es representativo del sedimento en el fondo de la corriente. Está formado por partículas muy finas como son limos y arcillas con diámetros menores a 0.062 mm que son mantenidas fácilmente en suspensión.

El transporte de lavado como no es función de las características hidráulicas de la corriente, sólo se puede evaluar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de partículas que no están representadas en la curva granulométrica del material del fondo.

2.2.3.5. Transporte en suspensión o carga total en suspensión (g_S)

Está formado por la totalidad de partículas que son transportadas en suspensión. Por lo tanto, es la suma de transporte de fondo en suspensión y transporte de lavado.

$$g_S = g_{BS} + g_L$$

Una muestra de agua tomada de una corriente natural es siempre representativa de la concentración de material sólido en suspensión que incluye el transporte de lavado y de fondo en suspensión.

2.2.3.6. Transporte total o carga total (g_T)

Está formado por todas las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean de lavado. Se cumplen las siguientes relaciones:

$$g_T = g_L + g_{BT}$$

$$g_T = g_L + g_{BS} + g_B$$

$$g_r = g_L + g_{BT}$$

$$g_T = g_S + g_B$$

2.3. Cuantificación del transporte de sedimentos

Los métodos más completos son aquellos con los que se obtiene el transporte total, sin embargo, no en todos los problemas reales es necesario cuantificarlo. En la tabla 2.3.1 se presentan algunas de las necesidades de calcular la carga de sedimentos según el tipo de proyecto y de acuerdo con la siguiente nomenclatura:

Tabla 2.3.1. Problemas hidráulicos y sus respectivos cálculos de sedimentos requeridos

Problema o estudio	Transporte a cuantificar
Tiempo de llenado de una pequeña presa derivadora	g_B
Tiempo de llenado de una presa derivadora	$g_B \circ g_{BT}$
Tiempo de llenado de una gran presa	g_T
Erosión aguas debajo de grandes presas	g_{BT}
Estabilidad de cauces y rectificaciones	$g_B \circ g_{BT}$
Derivaciones en ríos hacia canales de riego	g_{BS}
Derivaciones en ríos hacia plantas de tratamiento	$g_{BS} \text{ y } g_L$
Obras de defensa contra inundaciones	
-Bordos de protección	g_{BT}
-Desvíos temporales	$g_{BS} \text{ y } g_L$
-Cauces de alivio	g_{BS}
Bombeo directo de un río	$g_{BS} \circ C_{BS}$
Tanques de sedimentación	$g_B \circ g_{BT}$
Desvíos para acuacultura en lagunas costeras o estanques	$g_{BS} \circ g_L$
Entubamiento de arroyos en su paso por centros urbanos	g_{BT}
Diseño de canales sin arrastre	$g_B = 0$ (condición crítica de arrastre)
Estudios de erosión y sedimentación de tramos en ríos	$g_B \circ g_{BT}$

A continuación se explican brevemente los métodos para la cuantificación de los diferentes tipos de sedimentos que se analizarán en este estudio:

- Ackers-White
- Englund-Hansen
- Laursen-Copeland
- Meyer-Peter y Müller
- Toffaleti
- Yang

2.3.1. Ackers-White (1990)

Es una función de carga total que fue desarrollada con datos de un aforador para gradaciones que van desde arenas a gravas finas. La hidrodinámica fue seleccionada para cubrir un rango de configuraciones del lecho que incluyen ondas, dunas y condiciones de lechos planos. El sedimento suspendido es función de la velocidad de corte mientras que la carga de lecho es función del esfuerzo cortante.

$$g_{BT} = \gamma_s K D_{35} U \left(\frac{U}{U_*} \right)^n \left(\frac{F_*}{F_{*c}} - 1 \right)^m$$

Siempre que:

$$D_* \geq 1 \text{ y } F_* \leq 8$$

$$\text{Si } D_* > 60;$$

$$n = 0; m = 1.78; F_{*c} = 0.17; K = 0.025;$$

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{1/2}$$

$$\text{siendo } \begin{cases} D = D_{35} \text{ si } \sigma_g > 3 \\ D = D_{50} \text{ si } \sigma_g \leq 3 \end{cases}$$

2.3.2. Engelünd y Hansen (1967)

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.

$$g_{BT} = 0.05 \gamma_s U^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g \Delta} \right)^{1/2}$$

Siempre que:

$$Re_* = \frac{U_* D_{50}}{\nu} \geq 12$$

$$D_{50} \geq 0.15 \text{ mm}$$

$$\sigma_g \leq 2$$

2.3.3. Laursen-Copeland (1968)

Es también una función de carga total que inicialmente se basó en ecuaciones de aforadores y luego fue ampliada por Madden 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, Estados Unidos han demostrado que la ecuación de Laursen supera otras funciones de transporte en el campo de los limos.

$$g_{BT} = \gamma q \left(\frac{D_m}{d} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi L_m$$

2.3.4. Meyer-Peter y Müller (1948)

Fue una de las primeras ecuaciones desarrolladas y es aún una de las más utilizadas. Es una simple relación de exceso de esfuerzo cortante. Es estrictamente una ecuación de carga del lecho desarrollada con experimentos de aforación para arena y grava bajo condiciones de lecho plano. La mayoría de los datos fueron desarrollados utilizando sustratos uniformes de grava. Esta función tiende a subestimar el transporte de materiales finos. Recientemente, Wong y Wong-Parker demostraron que esta función sobreestima la capacidad de transporte aproximadamente en un factor de dos.

$$g_B = 8 \gamma_s (g \Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_o - 0.047 \right]^{3/2}$$

2.3.5. Toffaleti (1968)

Es una función de carga total desarrollada principalmente para partículas del tamaño de la arena. Esta función de Toffaleti es considerada generalmente una función para ríos largos y no es gravemente influenciado 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 ésta 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.

2.3.6. Yang (1976)

Es una ecuación de carga total de transporte la cual basa el transporte en el producto de la velocidad y el esfuerzo cortante. La función fue desarrollada y probada sobre una variedad de aforadores y datos de campo. La ecuación está compuesta por dos relaciones separadas de transporte de arenas y gravas. La transición entre arena y grava es suavizada con el fin de evitar grandes discontinuidades. Yang tiende a ser muy sensible a la velocidad de la corriente y es más sensible a la velocidad de caída que todas las demás ecuaciones.

- Transporte de arenas

-

$$g_{BT} = 0.001 U d e^{\left\{ \begin{array}{l} 11.8929 - 0.153 \ln\left(\frac{\omega D_m}{v}\right) - 0.297 \ln\left(\frac{U_*}{\omega}\right) \\ + \left[1.78 - 0.1563 \ln\left(\frac{\omega D_m}{v}\right) - 0.2085 \ln\left(\frac{U_*}{\omega}\right) \right] \ln\left(\frac{U S}{\omega}\right) \end{array} \right\}}$$

- Transporte de gravas

-

$$g_{BT} = 0.001 U d e^{\left\{ \begin{array}{l} 15.3836 - 0.633 \ln\left(\frac{\omega D_m}{v}\right) - 4.816 \ln\left(\frac{U_*}{\omega}\right) \\ + \left[2.784 - 0.1327 \ln\left(\frac{\omega D_m}{v}\right) - 0.1228 \ln\left(\frac{U_*}{\omega}\right) \right] \ln\left(\frac{U S - U_c S}{\omega}\right) \end{array} \right\}}$$

2.3.7. Wilcock-Crowe (2003)

Es una ecuación de carga de fondo diseñada para cauces graduados que contengan grava y arena. Es un método de transporte superficial basado en la teoría de que el transporte es principalmente dependiente del material en contacto directo con el fluido. Su desarrollo se basó en las graduaciones de la superficie en canales y ríos. Wilcock tiende adicionalmente una función de encubrimiento que reduce el potencial de transporte de las partículas más pequeñas basado en la premisa de que ellas están entre clastos de gravas más grandes y no experimentan toda la fuerza del campo del fluido en la capa límite turbulento.

La teoría central de la ecuación de Wilcock.Crowe es que el potencial de transporte de grava aumenta a medida que el contenido de arena aumenta.

$$\frac{q_b \cdot g \cdot (s - 1)}{\left(\frac{\tau_g}{\rho}\right)^{3/2}} = 14 \cdot f(\varphi) \quad f(\varphi) = \left\{ \begin{array}{ll} \left(\frac{1 - 0.853}{\sqrt{\varphi}}\right)^{4.5}, & \varphi \geq 1.35 \\ 0.000143 \cdot \varphi^{7.5}, & \varphi < 1.35 \end{array} \right\}$$

2.4. Entrada de sedimentos al embalse

Al construir una presa en un río se forma un embalse donde se pretende almacenar agua, pero una consecuencia natural de esto es la detención del sedimento que pasa por la corriente. Este fenómeno reduce con el tiempo la capacidad del almacenamiento de agua, lo cual inutiliza el embalse. Esto sucede porque la presa incrementa los tirantes, lo cual disminuye las velocidades de la corriente lo que provoca el depósito de sedimentos y esto

depende de muchas variables como son el tipo de sedimento, cantidad, concentración, consolidación, temperatura del agua, régimen del río, geometría del embalse, etc.

La entrada de sedimentos al embalse ocurre de la siguiente manera: al ingresar la corriente al embalse se forma una primera zona de depósito de material grueso denominado delta, el sedimento más fino continuará transportándose por el embalse de dos maneras, una es a través de una turbidez generalizada que ocupará toda la sección transversal y la otra como una corriente de densidad que viajará por el fondo si su densidad es grande. (fig. 2.4.1).

El delta se moverá al interior del embalse según las características de las avenidas y la variación de niveles. En los grandes embalses, la formación del delta tiene más importancia por el efecto que causa hacia aguas arriba del almacenamiento que por el volumen que ocupa dentro del mismo. El remanso en ocasiones inunda áreas que antes de la formación del delta no se inundaban. Sin embargo, existen casos en los que el ingreso del material grueso dentro del embalse llegar a ser tan acentuada, que pone en peligro las instalaciones en la presa. Cuando la presa no es muy grande y sus extracciones o derrames son muy frecuentes, es posible que el delta ocupe gran parte del embalse y en tal caso el sedimento grueso sí constituye la principal pérdida de capacidad, ya que en gran parte del material fino muy probablemente no será retenido y continuará hacia aguas abajo.

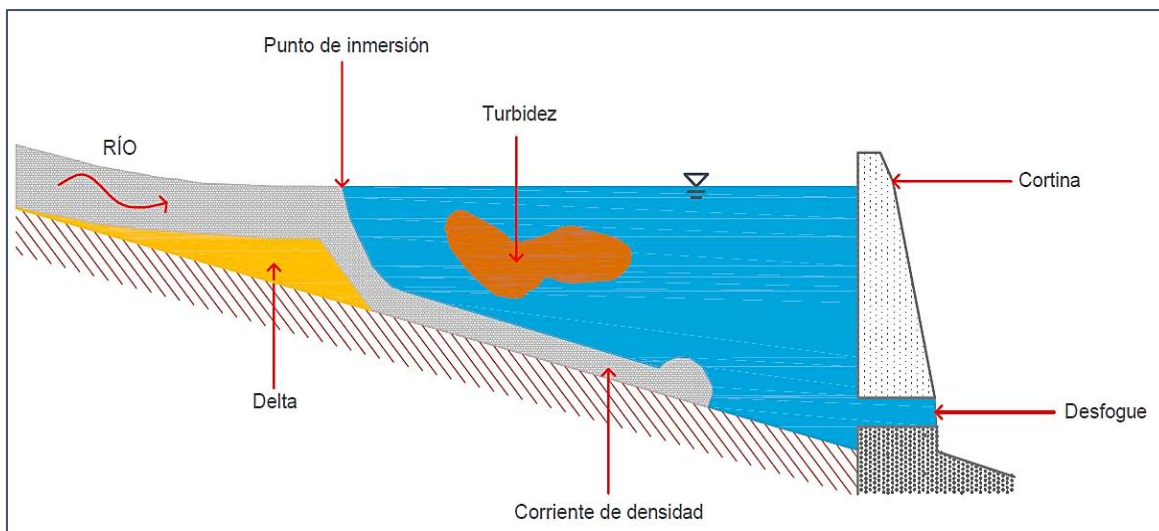


Figura 2.4.1. Comportamiento del sedimento dentro de un embalse

2.4.1. Zonas de depósito

Las zonas del depósito longitudinal en los embalses se dividen en 3 zonas (fig.2.4.1.1):

- **Zona superior:** Corresponde al depósito del delta donde los sedimentos se depositan rápidamente
- **Zona media:** Representa el frente del delta conforme avanza al embalse y se diferencia de la zona superior por un incremento en la pendiente y disminución del tamaño del sedimento.

- **Zona inferior:** Consisten en sedimentos finos que son depositados más allá del delta mediante corrientes de densidad.

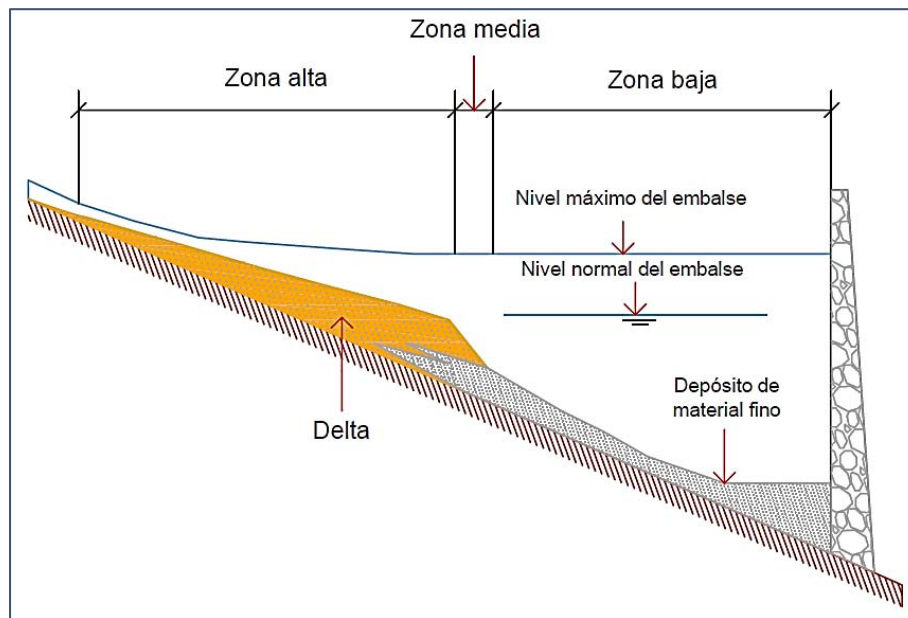


Figura 2.4.1.1. Zonas de depósito dentro de un embalse

2.4.2. Geometría longitudinal de depósitos

La forma de depósito longitudinal puede variar de un embalse a otro de acuerdo a la geometría del vaso, el gasto de la corriente, la carga de sedimentos y la operación del embalse. La geometría del depósito en los embalses se manifiesta en 4 formas (fig. 2.4.2.1):

- **Depósitos en delta:** Contienen las fracciones más gruesas del sedimento, que es rápidamente depositado en la zona de entrada.
- **Depósitos en forma de cuña:** Los depósitos son más grueso cuando están más cerca de la presa y llegan a ser más delgados hacia aguas arriba. Esta forma de depósitos suele ser encontrada en pequeños embalses con una gran cantidad de sedimento fino y en los grandes embalses operados con niveles bajos durante los eventos de inundación.
- **Depósitos estrechos:** Los depósitos son más delgados cuando están más cerca de la presa. Es común observarlos en niveles altos del embalse y refleja el depósito progresivo de sedimentos finos.
- **Depósitos uniformes:** Estos depósitos son poco comunes. Los embalses casi estrechos y con una fluctuación frecuente del nivel de agua y con una carga de sedimentos finos pueden producir niveles de depósito casi uniformes.

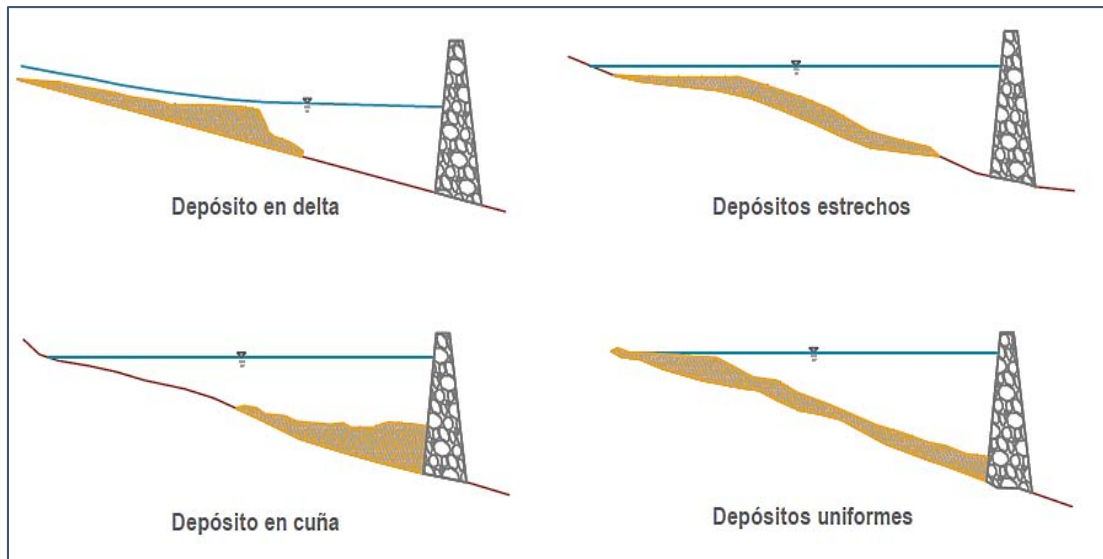


Figura 2.4.2.1. Geometrías de depósito dentro de un embalse

2.4.3. Distribución de sedimentos dentro de un embalse

Hay diferentes métodos empíricos para el cálculo de la distribución del sedimento dentro de un embalse y son muy sencillos de aplicar:

- Área-incremento
- Área-reducción
- Trigonométrico

El único inconveniente de estos métodos es que no son muy confiables porque los resultados obtenidos pueden variar a la realidad, pero se puede dar una idea de su distribución

2.4.3.1. Método área-incremento

El método consiste en simular la pérdida de área y por consiguiente de capacidad; según la elevación de los niveles de agua en el embalse en una cantidad fija, después por medio de tanteos igualar el volumen perdido con el volumen aportado de sedimentos. El criterio fue desarrollado por Eugene A. Cristóforo, cuya ecuación es:

$$S = A_0(H - Y_0) + V_0$$

Donde:

- S** Volumen total de sedimento que será depositado y distribuido en el embalse, m^3 .
 A_0 Factor de corrección del área, el cual corresponde al área original del embalse a la nueva elevación del mismo, m^2 .
H Profundidad máxima del embalse, m .
 Y_0 Profundidad alcanzada por los sedimentos S , m .
 V_0 Volumen de sedimentos depositados bajo la elevación Y_0 , m .

Para la aplicación de este método se requieren los siguientes datos:

- Elevación del punto más bajo del embalse y de nivel de agua a capacidad normal, m .
- Volumen de sedimentos que serán depositados en el embalse, durante cierto número de años, m^2 .
- Curvas elevaciones – áreas y elevaciones – volúmenes originales del embalse.

2.4.3.2. Método área-reducción

El método fue desarrollado por W. M. Borland y C. R. Miller, en base a mediciones obtenidas en 30 embalses cuya capacidad variaba entre 1.36 y 38 547 hm³. El método consiste básicamente en cuatro pasos:

- Clasificar la forma del embalse en uno de los cuatro tipos propuestos por el método (tabla 2.4.3.2.1)

Tabla 2.4.3.2.1. Clasificación de embalses según el método

Tipo de embalse	Nombre descriptivo	M
I	De lago	3.5 – 4.5
II	Planicie de inundación, pie de montaña	2.5 – 3.5
III	De colina	1.5 – 2.5
IV	Ce cañada	1.0 – 1.5

- Calcular la elevación del sedimento depositado en el embalse, dónde se graficaran las profundidades relativas m contra la profundidad de referencia en m que fueron calculadas (fig.2.4.3.2.1) y donde el punto de esta curva corte a la correspondiente a la del tipo en que se clasificó al embalse, indicará el valor del tirante relativo del embalse P_0 y este valor permitirá el valor de la elevación de referencia Y_0 .

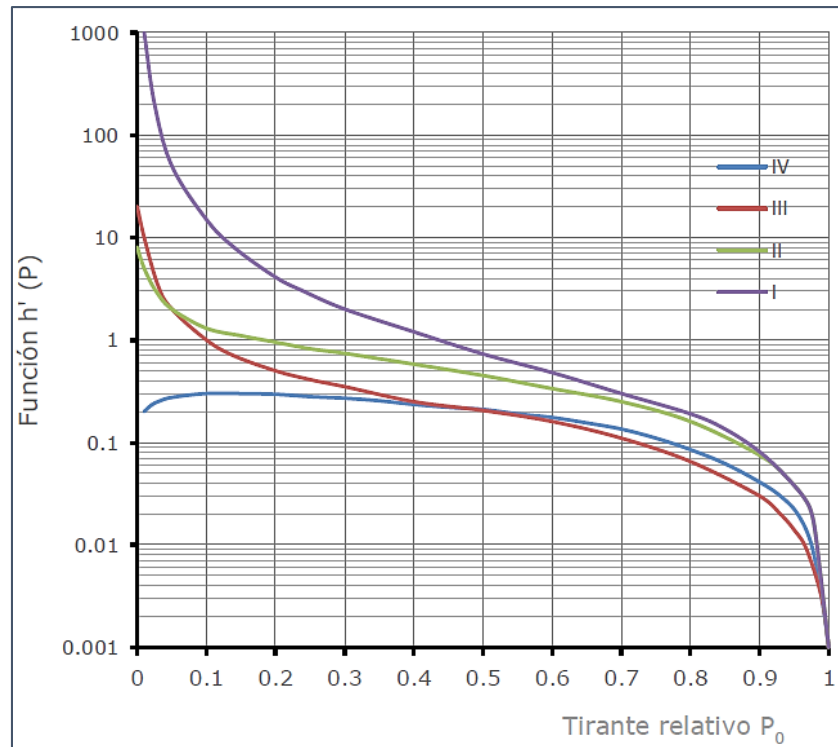


Figura 2.4.3.2.1. Función $h'(p)$ y tirante relativo p_0

Una vez conocido la elevación de referencia se calculará la elevación del sedimento como:

$$Elev(Y) = Elev_{mín} + Y_0$$

3. Cálculo de la distribución de los sedimentos en el vaso

Este cálculo se realiza efectuando tanteos, hasta que el volumen de sedimentos distribuido en el vaso sea aproximado al volumen que se prevé se deposite en el periodo de años considerados

4. Finalmente se trazan las nuevas curvas elevaciones – áreas capacidades.

2.4.3.3. Método trigonométrico

Consiste en repartir proporcionalmente el sedimento del embalse, procediendo de la siguiente manera. Dada la curva de elevaciones-capacidades iniciales (fig. 2.4.3.3.1) del embalse, se trazan rectas de la elevación máxima a diferentes puntos de la curva elevaciones-capacidades (OA, OB, OC,...). Con la capacidad del embalse después de un cierto período en que haya ocurrido la sedimentación (Oa), se calcula $R = Oa/OA$. Después se multiplican OA, OB, OC,... por R y se obtienen Oa, Ob, Oc., uniendo a, b, c, etc., se obtiene la nueva curva elevaciones-capacidades.

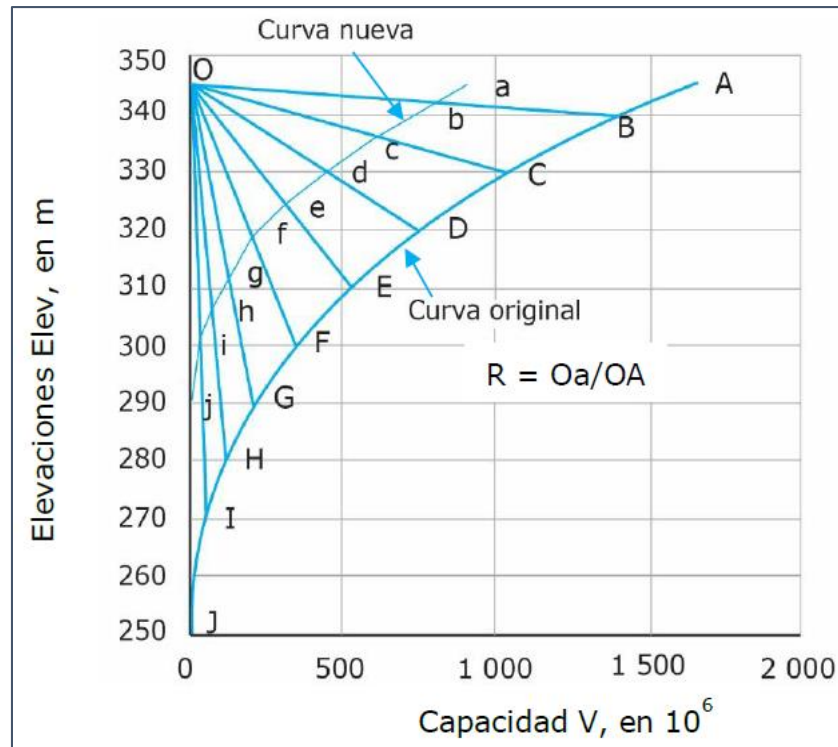


Figura 2.4.3.3.1. Curva elevaciones-capacidades del método trigonométrico.

2.5. Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces

El proyecto hidroeléctrico Las Cruces tiene como objetivo contribuir a satisfacer la demanda de energía eléctrica pronosticada para el área Occidente de México. Algunas de las ventajas que presentan este tipo de centrales generadoras como el Proyecto Hidráulico La Cruces al sistema eléctrico nacional son:

- Contribuir eficientemente para satisfacer la demanda de electricidad en las horas de mayor demanda.
- Disminuyen sustancialmente los costos de operación del sistema eléctrico ya que no consumen combustibles fósiles, los cuales son la base para la operación de centrales térmicas.
- Conceptualmente, representan grandes acumuladores al almacenar la energía potencial del agua mediante sus embalses; así se puede adecuar su operación a las necesidades diarias, semanales o mensuales para satisfacer las demandas de los diferentes usuarios.
- Tienen una participación muy destacada en la regulación del sistema eléctrico ya que pueden utilizarse como condensadores síncronos, regulando los efectos desfavorables del flujo de energía en las líneas de transmisión.

- Evita que el sistema eléctrico dependa excesivamente de los hidrocarburos, utilizados por la mayoría de las centrales térmicas.

2.5.1. Descripción de las obras

El proyecto se ubicará en las coordenadas geográficas 22° 05' 19" de latitud norte y 104°57'03" de longitud al oeste de Greenwich, en la parte central del estado de Nayarit sobre el río San Pedro aproximadamente a 80 km de la descarga del río a la planicie de inundación del río San Pedro para después drenar hacia la zona lagunar de Marismas Nacionales y finalmente al océano Pacífico (fig. 2.5.1.1).

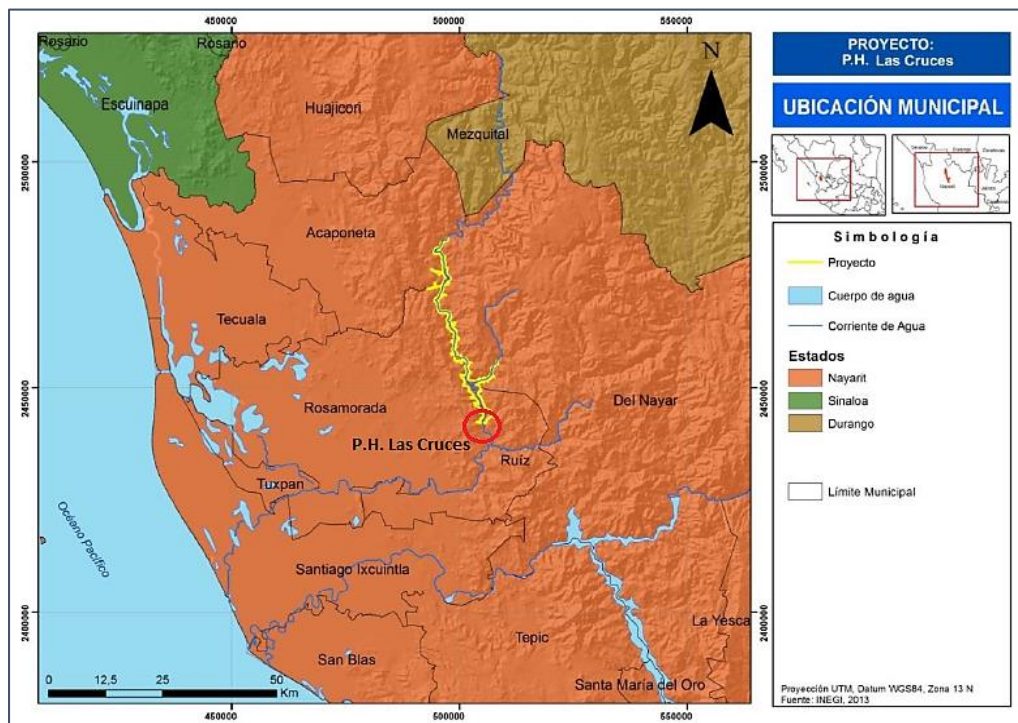


Figura 2.5.1.1. Localización del Proyecto Hidráulico Las Cruces

El esquema de obras propuesto está integrado por una cortina de Concreto Compactado con Rodillo de 188 m de altura (incluyendo desplante de 20 m), obra de desvío compuesta por dos túneles excavados por margen izquierdo; vertedor controlado por compuertas en margen izquierda; planta hidroeléctrica exterior a pie de presa en el cauce del río equipada con tres grupos turbogeneradores con capacidad de 80 MW cada uno, generando un total de 751 GWh/año mediante un factor de planta de 0.37 (fig. 2.5.1.2).

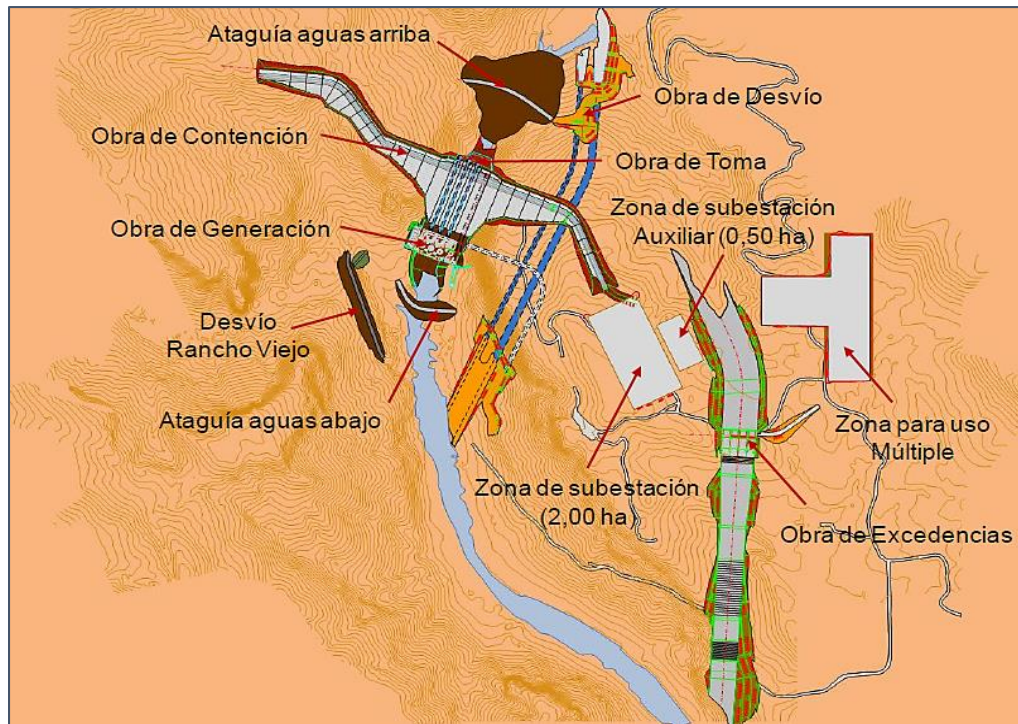


Figura 2.5.1.2. Esquema general de obras Proyecto Hidráulico Las Cruces

Asociado al proyecto, aproximadamente 6 km hacia aguas abajo de la cortina se plantea una estructura de cambio de régimen, la cual su función será garantizar una regulación del gasto turbinado de manera que no existan fluctuaciones abruptas en los niveles fluviales debido al desfogue durante el tiempo de operación de la Central.

2.5.2. Características del embalse

La longitud de inundación es aproximadamente de 60 km sobre el río San Pedro, esto es considerando la cota 238.00 msnm del NAMO con una capacidad de 2 267 hm³ ocupando un área de 4 206 ha y una elevación al NAME de 243.00 msnm con una capacidad de 2 485 hm³ y un área de 4 506 ha (fig. 2.5.2.1).

La tasa de sedimentación del embalse se estima que será de $5.292 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$ y para un período de 50 años se tendrá un volumen de $265 \times 10^6 \text{ m}^3$, y este comparado con el volumen del embalse al NAMO es de $2 267 \times 10^6 \text{ m}^3$ de los cuales se perderá el 12% de la capacidad del embalse. Además se estima que el material entre el rango 1.0 y 0.1 mm de diámetro es el 10% del material entrante

Al construir la cortina del P.H. Las Cruces se retendrá sedimento grueso a la entrada del embalse (fig. 2.5.2.2), donde se observa que se presenta una topografía sinuosa y complica más conocer la ubicación del depósito de los diferentes diámetros del sedimento, por lo cual se ha planteado construir un modelo físico y después calibrarlo con algún modelo numérico, que es lo que se desarrolla principalmente en este trabajo.

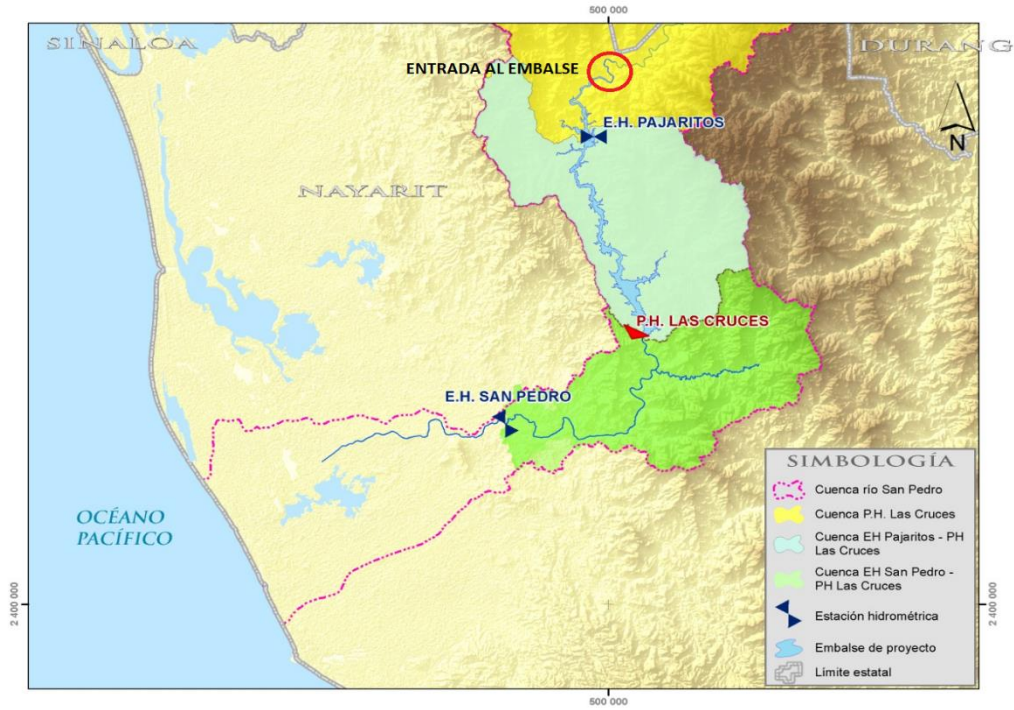


Figura 2.5.2.1. Esquema general del embalse P.H. Las Cruces



Figura 2.5.2.2. Esquema de entrada al embalse del P.H. Las Cruces

3. MODELACIÓN FÍSICA DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Un modelo físico es la reproducción a escala reducida de una estructura real denominada prototipo, que al ser implementado y operado de forma adecuada permite reproducir el comportamiento del prototipo bajo condiciones controladas en laboratorio. Los modelos físicos reducidos se justifican cuando mayor es la incertidumbre y sobre todo el costo del prototipo. Donde deben satisfacerse las leyes de similitud geométrica, cinemática y dinámica, que en conjunto relacionan las magnitudes físicas entre ambos sistemas.

La entrada del embalse del P.H. Las Cruces, presenta una topografía con una gran sinuosidad que contrasta con los casos de tener un cauce recto y esto complica conocer la ubicación del material grueso depositado. Cabe mencionar que este tipo de problemas en los modelos numéricos son aún difíciles de representar, es por ello que se ha propuesto construir un modelo físico de fondo móvil y distorsionado, que permite simular y sobre todo analizar el comportamiento de los diferentes diámetros del material grueso depositado.

3.1. Modelos de fondo móvil

Los modelos de fondo móvil son aquellos que permiten estudiar problemas en los que la corriente altera las condiciones del fondo y las orillas de un cauce natural como son los fenómenos de erosión, arrastre y depósitos de sedimentos.

Para este tipo de modelos se presentan 2 problemas: el primero es reproducir el movimiento del material de fondo así como el movimiento del agua en el prototipo y segundo, la rugosidad del fondo no puede ser controlada o colocada de antemano por el operador del modelo, sino que dependerá del estado de movimiento y de las dimensiones de las partículas del fondo.

La mayoría de los modelos hidráulicos son distorsionados es decir, se escogen dos escalas diferentes, una para las longitudes horizontales y otra para las verticales. Un efecto de la distorsión es el incremento de la pendiente del modelo. Como la distorsión es siempre positiva y mayor que uno, la escala de pendientes queda definida como:

$$S_e = \frac{S_p}{S_m}$$

Cabe destacar que si al incrementar la pendiente del modelo es necesario aumentar su rugosidad, debido a que el ángulo de reposo del material en estudio se incrementará de tal manera que no pueda sostenerse y no representará adecuadamente el fenómeno.

3.2. Leyes de similitud y semejanza hidráulica

3.2.1. Similitud geométrica

La similitud geométrica existe cuando la relación de todas las longitudes homólogas en el modelo y el prototipo es igual.

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \qquad A_e = \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^2 = L_e^2 \qquad V_e = \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^3 = L_e^3$$

Donde:

L_e Relación de longitud
 L_m Longitud del modelo
 L_p Longitud del prototipo

3.2.2. Similitud cinemática

La similitud cinemática existe si la velocidad del fluido en el prototipo es proporcional a la velocidad en el modelo.

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} \qquad V_e = \frac{(L_p/T_p)}{(L_m/T_m)} = \frac{L_e}{T_e}$$

Donde:

V_e Relación de velocidad
 V_m Velocidad en el modelo
 V_p Velocidad en el prototipo

3.2.3. Similitud dinámica

La similitud dinámica implica que exista similitud geométrica que se aplica entre el polígono de fuerzas actuantes sobre una partícula del prototipo y del modelo. El problema radica en operar de forma conjunta con todas las fuerzas actuantes sobre el modelo hidráulico. Las condiciones de semejanza se obtienen de:

$$F_e = \frac{\sum F_p}{\sum F_m} = \frac{(F_p + F_g + F_v + F_\sigma + F_l)_p}{(F_p + F_g + F_v + F_\sigma + F_l)_m}$$

Donde:

F_e	Relación de fuerzas
F_p	Fuerzas en el prototipo
F_m	Fuerzas en el modelo
F_p	Fuerzas de presión
F_g	Fuerzas de gravedad
F_v	Fuerzas de viscosidad
F_σ	Fuerzas debidas a la tensión superficial
F_I	Fuerzas de inercia

3.2.4. Semejanza de Froude

Se utiliza cuando tenemos problemas con superficie libre donde las fuerzas predominantes son las de gravedad que interviene en el movimiento del fluido, esto es válido bajo ciertas condiciones donde los efectos de viscosidad y de tensión superficial sean despreciables.

Para cumplir con la condición de semejanza se obliga a que el número de Froude sea idéntico en el prototipo y modelo.

$$Fr_p = Fr_m \quad \frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}}$$

Como la aceleración de la gravedad es la misma para los dos sistemas, se obtiene:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{\sqrt{L_p}}{\sqrt{L_m}} \quad V_e = L_e^{1/2}$$

Para determinar la relación de área:

$$A_e = L_e^2$$

Para determinar la relación de gasto:

$$Q_e = V_e A_e = L_e^{1/2} L_e^2 = L_e^{5/2}$$

3.3. Relaciones de escala entre prototipo y modelo

Dado que es necesario conocer la ubicación de los diferentes diámetros del cauce simulado por gran sinuosidad que altera mucho el comportamiento de los sedimentos y que es muy difícil representar en un modelo numérico, se empleó un modelo con escalas grandes para representar mejor el fenómeno.

El modelo físico construido tiene una escala horizontal de 1:135 y vertical de 1:22.5 con una distorsión de 6 que permite manejar gastos máximos de 200 l/s y se alimenta con gastos característicos y material sólido con granulometrías conocidas.

3.4. Construcción del modelo físico

Primero se realizó la demolición de un modelo anterior y posteriormente se realizó la limpieza del área donde se construyó el modelo en estudio (fig.3.4.1).



Figura 3.4.1. Área que abarcó el primer modelo

Con el área a simular del modelo se trazó la planta de la misma para construir los muros perimetrales que contendrán el tramo del río a simular. Al mismo tiempo de la construcción de los muros perimetrales se colocaron varillas con la geometría de las secciones transversales del río, estas tienen un espaciamiento de 1.66 m que corresponde a 200 m en prototipo (fig.3.4.2).



Figura 3.4.2. Colocación de varillas y muros perimetrales

Una vez terminado la construcción de los muros perimetrales y nivelación de varillas, se rellenó de arena para configurar el modelo (fig.3.4.3) y finalmente colocar una capa de concreto para definir el tramo del río (fig.3.4.4).



Figura 3.4.3. Colocación de arena



Figura 3.4.4. Colocación de la capa de concreto

Para el suministro de agua al modelo, se requirió de la adecuación del tanque de alimentación del modelo anterior que fue diseñado para un gasto mucho menor, era

necesario aumentar sus dimensiones y construir nuevos tanques de alimentación del flujo a la entrada del río con respectivos disipadores de energía (fig.3.4.5).



Figura 3.4.5. Construcción de los disipadores de energía

Para calcular el gasto que ingresa al modelo fue necesario utilizar un vertedor de geometría rectangular (fig.3.4.6) y de un limnómetro de gancho para medir los niveles de agua en el tanque.



Figura 3.4.6. Vertedor rectangular utilizado en el modelo

Como se simula una parte del embalse se debe mantener un nivel fijo de agua, que en este caso corresponde a 238.00 msnm (NAMO), para ello se colocó un muro de madera tipo compuerta, el cual puede tener diferentes alturas para controlar el nivel del agua y finalmente se presenta la construcción del modelo a la entrada del embalse en la fig.3.4.8.



Figura 3.4.8. Modelo físico terminado

3.5. Pruebas realizadas en el modelo físico

3.5.1. Materiales utilizados en pruebas

Para la simulación del depósito de sedimentos a la entrada del embalse se emplearon dos tipos de arena, denominadas como:

- Arena Azul
- Arena Negra

Arena Azul: Es una arena obtenida en una mina con un peso específico de $2\ 650\ kg/m^3$ la cual tiene una distribución extendida donde se observa una parte de material con diámetros muy pequeños (fig.3.5.1.1).

Arena Negra: Es una arena de origen volcánico con un peso específico de $2\ 350\ kg/m^3$ y una distribución granulométrica más uniforme (fig. 3.5.1.2)

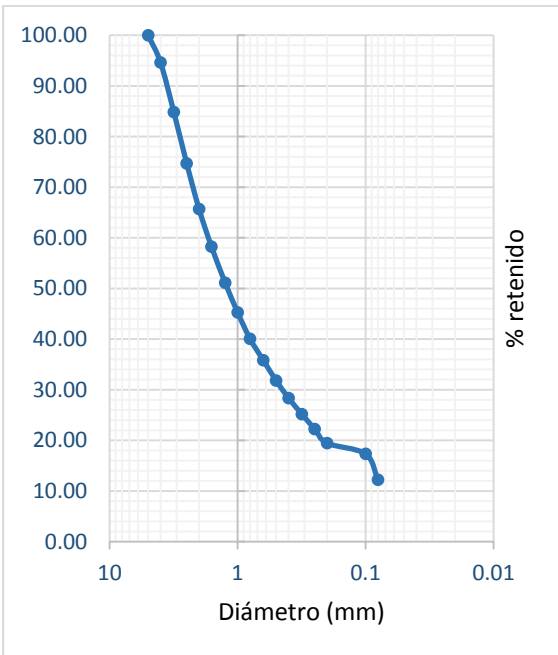


Figura 3.5.1.1. Arena Azul

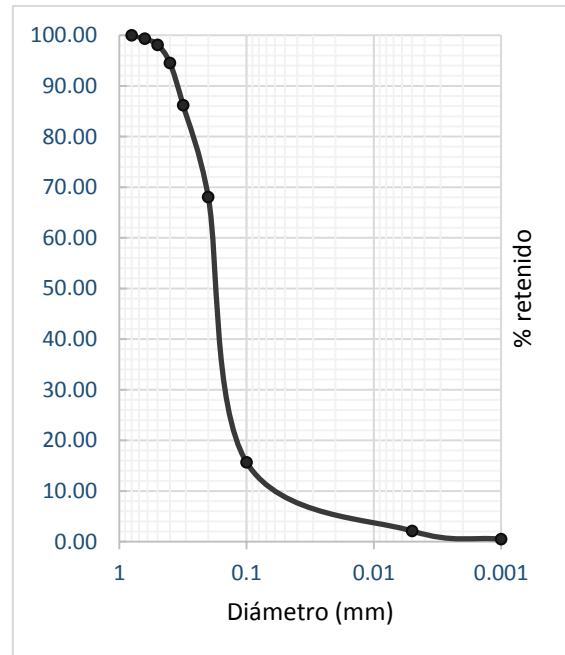


Figura 3.5.1.2. Arena Negra

Cabe aclarar que las partículas gruesas más pequeñas en el modelo, son del orden de la magnitud de las partículas en el prototipo (0.1 mm), debido a que no es posible escalar estas partículas de menor diámetro del prototipo al modelo porque serían partículas de arcillas y no representarían el mismo comportamiento es por ello que el modelo es distorsionado y de obtener resultados aproximados.

Es por ello que se considera que las partículas que estén entre el rango de 1.0 a 0.1 mm de prototipo es de 0.2 a 0.1 mm del material de fondo en el modelo.

3.5.2. Procedimiento para cada prueba

Al realizar las pruebas se alimentó el modelo con gastos diferentes para cada tipo de arena y en la planta del modelo se marcaron los cadenamientos (fig.3.5.2.1) para conocer la ubicación de las partículas depositadas y medir las velocidades en cada uno de los puntos.

Una vez construido y preparado el modelo físico y marcando las estaciones se realizaron diferentes pruebas que consistieron en alimentar diferentes gastos con los dos tipos de arena. El procedimiento en cada prueba fue el siguiente:

1. Se procedió a medir tirantes y velocidades con un Flow Track en todas las secciones.

2. Se sembró el material sólido a la entrada del modelo y se realizó la prueba manteniendo un tiempo aproximado de una hora que corresponde a 28.4 hr en prototipo.
3. Al finalizar, se vaciaba el modelo lentamente para evitar el arrastre del material depositado.
4. Se procedió a obtener muestras en cada cadenamiento del material depositado.
5. Posteriormente se medía el volumen depositado en cada sección y se recogía muestras de material para secarlo, cribarlo y pesarlo.
6. Con la información anterior se elaboraron las gráficas de resultados



Figura 3.5.2.1. Vista en planta del modelo

3.5.2.1. Prueba Arena Azul $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$

La primera prueba consistió en alimentar al modelo con gasto de 166 l/s en un tiempo aproximado de 1 hr que equivalen a un gasto de $2389 \text{ m}^3/\text{s}$ y tiempo de 30.8 hrs en prototipo. El volumen de arena azul vertido al modelo equivale a 0.5207 m^3 con un peso específico de 2650 kg/m^3 .

3.5.2.2. Prueba Arena Negra $Q = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

La segunda prueba consistió en alimentar al modelo con gasto de 151.5 l/s en una 1 hr que equivalen a un gasto de $2180 \text{ m}^3/\text{s}$ y tiempo de 28.4 hrs en prototipo. El volumen de arena negra arrojado al modelo equivale a 0.5207 m^3 con un peso específico de 2350 kg/m^3 menor al peso específico de la primera prueba.

3.5.2.3. Prueba Arena Azul con Hidrograma

La tercer prueba consistió en suministrar agua aplicando un hidrograma (fig. 3.4.2.3.1) con gastos que varían de 48.4 l/s hasta 155 l/s con un tiempo de duración de en una 1 hr que equivalen a un tiempo en prototipo de 28.4 hrs El volumen de sedimento azul arrojado al modelo fue de 0.5207 m³ con un peso específico de 2 650 kg/m³.

Tiempo (hrs)	Gasto modelo (l/s)
0.00	59.8
0.04	59.8
0.08	88.6
0.13	101.3
0.17	124.2
0.21	137.2
0.25	149.6
0.29	155.4
0.33	138.3
0.38	136.1
0.42	128.5
0.46	124.2
0.50	112.6
0.54	103.3
0.58	121
0.63	111.5
0.67	97.4
0.71	84.8
0.75	83.8
0.79	76.4
0.83	72.8
0.88	64
0.92	63.2
0.96	49.2
1.00	48.4

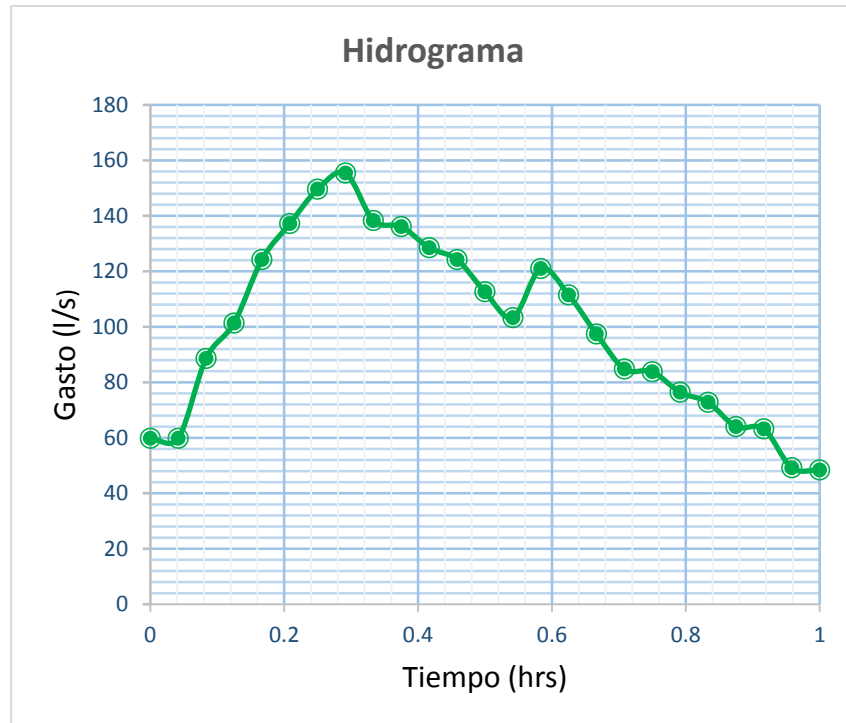


Figura 3.5.2.3.1. Hidrograma aplicado a la tercera prueba en el modelo

3.6. Resultados de pruebas

3.6.1 Resultados prueba Arena Azul $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$

Los resultados obtenidos se muestran en la fig. 3.6.1.1 donde se graficaron para los diferentes cadenamientos las partículas depositadas, porcentaje de retención, números de Froude y la formación de los hombros. El sentido de flujo para cada gráfica de resultados comienza del cadenamiento 145+900 al 136+000.

Para esta prueba se observó que las partículas con un diámetro de 0.1 y 0.2 mm se depositaron en los cadenamientos del 139+000 al 136+000 (fig. 3.6.1.2) debido a que el número de Froude en estas zonas se encontraba entre 0.05 y 0.15, esto nos indica que el régimen del flujo es subcrítico y por lo tanto existe un mayor depósito de partículas de menor tamaño.

El inicio del delta se aprecia a partir del cadenamiento 141+400 y donde la mayor parte del material que se retuvo se sitúa en el cadenamiento 140+500 (fig. 3.6.1.3) que abarca aproximadamente el 65% del sedimento arrojado al modelo y es donde propiamente se forman los dos hombros del delta, que está conformada principalmente por partículas mayores a 0.25 mm de diámetro.

En cuanto al material sólido que sale en suspensión de la corriente se estimó que es alrededor del 10.6%.

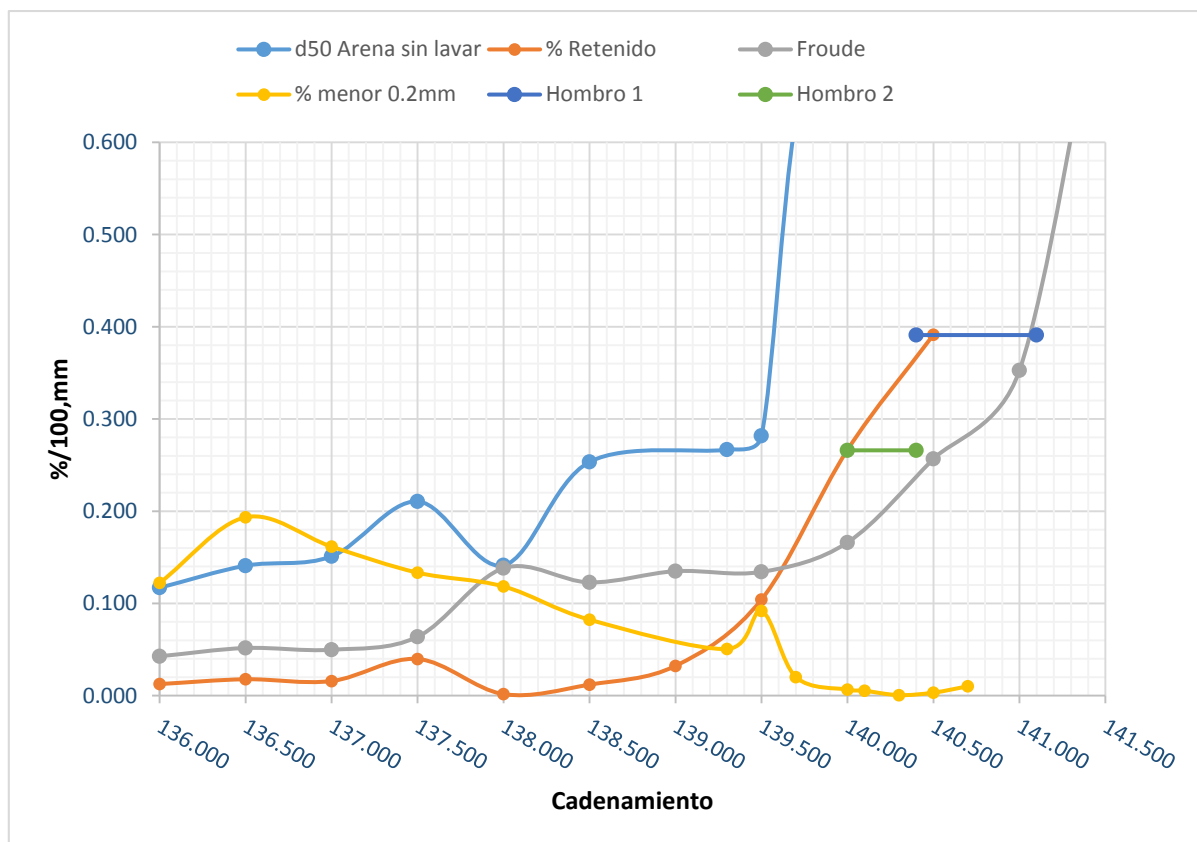


Figura 3.6.1.1. Gráfica de resultados obtenidos en la prueba de arena azul $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$.

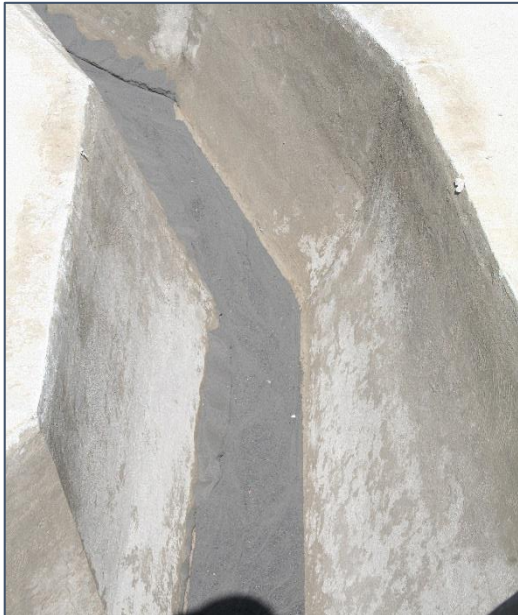


Figura 3.6.1.2. Sedimento depositado a partir del cadenamiento 139+000



Figura 3.6.1.3. Hombro situado en los cadenamientos 140+500 y 141+000

3.6.2. Resultados prueba Arena Negra $Q = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

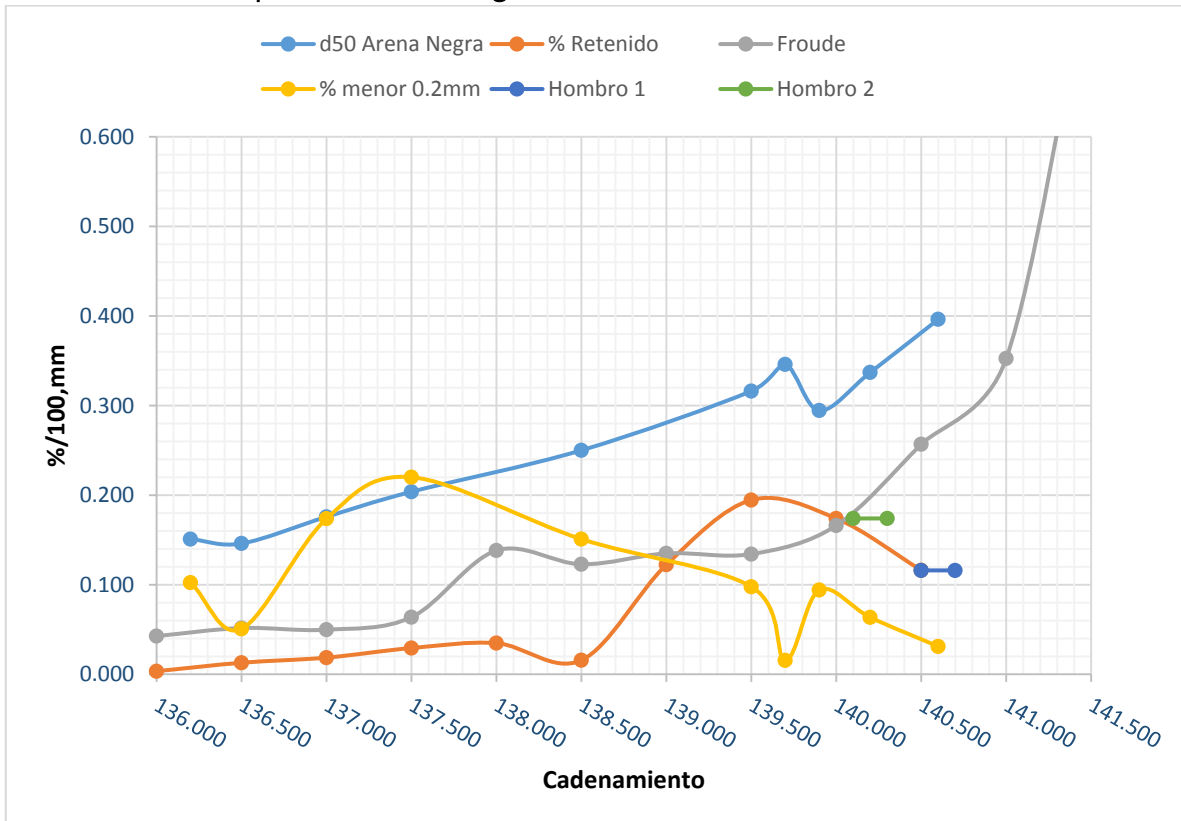


Figura 3.6.2.1. Gráfica de resultados obtenidos en la prueba de arena negra $Q = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$.

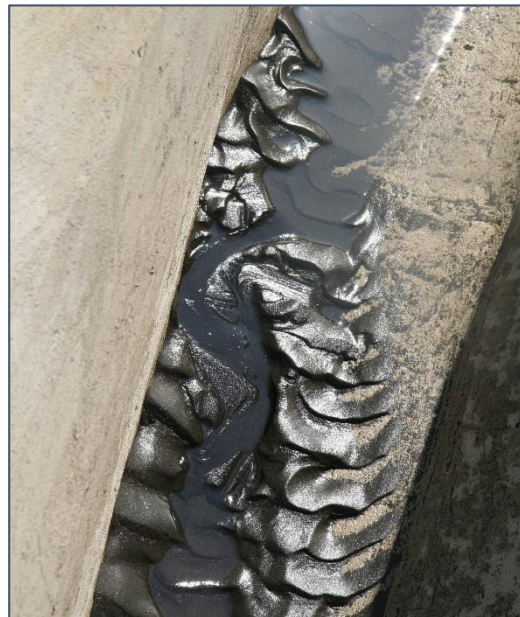
En esta prueba se realizó con un gasto similar a la prueba anterior y del mismo modo se presenta que las partículas entre 0.1 y 0.2 mm de diámetro se depositaron en los cadenamientos 139+500 al 136+00 y del mismo modo el número de Froude que se obtuvieron en estas zonas de depósito varían entre un valor entre 0.05 y 0.15, (fig.3.6.2.2 y fig. 3.6.2.3)

La mayor parte del material se retuvo antes del cadenamiento 139+500 donde se forman los dos hombros del delta que está compuesta por partículas mayores a 0.25 mm.

El material sólido que sale en suspensión de la corriente tuvo un cambio respecto a la prueba anterior debido a que este llegó al orden de 21.9% esto se debe a que el peso específico de la arena negra es menor al de la arena azul además que está conformada por pequeñas cantidades de limo y arcilla.



Figura 3.6.2.2. Depósito de sedimento antes del cadenamiento 139+500



3.6.2.3. Formación de dunas antes del cadenamiento 139+500

3.6.3. Resultados prueba Arena Azul con Hidrograma

En esta prueba al estar manejando diferentes gastos en un lapso de tiempo muy corto no era posible medir las velocidades en cada sección y calcular los números de Froude, pero se puede dar una noción de estos valores con la realización de la primera prueba (fig. 3.6.3.1). En esta prueba se destaca que el depósito de las partículas con diámetro entre 0.1 y 0.2 mm ocurre entre los cadenamientos 136+000 al 139+000 (fig. 3.6.3.2). La mayor parte del material retenido se encuentra antes del cadenamiento 140+000 que es donde se forma el hombro del delta con partículas mayores de 0.25 mm (fig.3.6.3.3.)

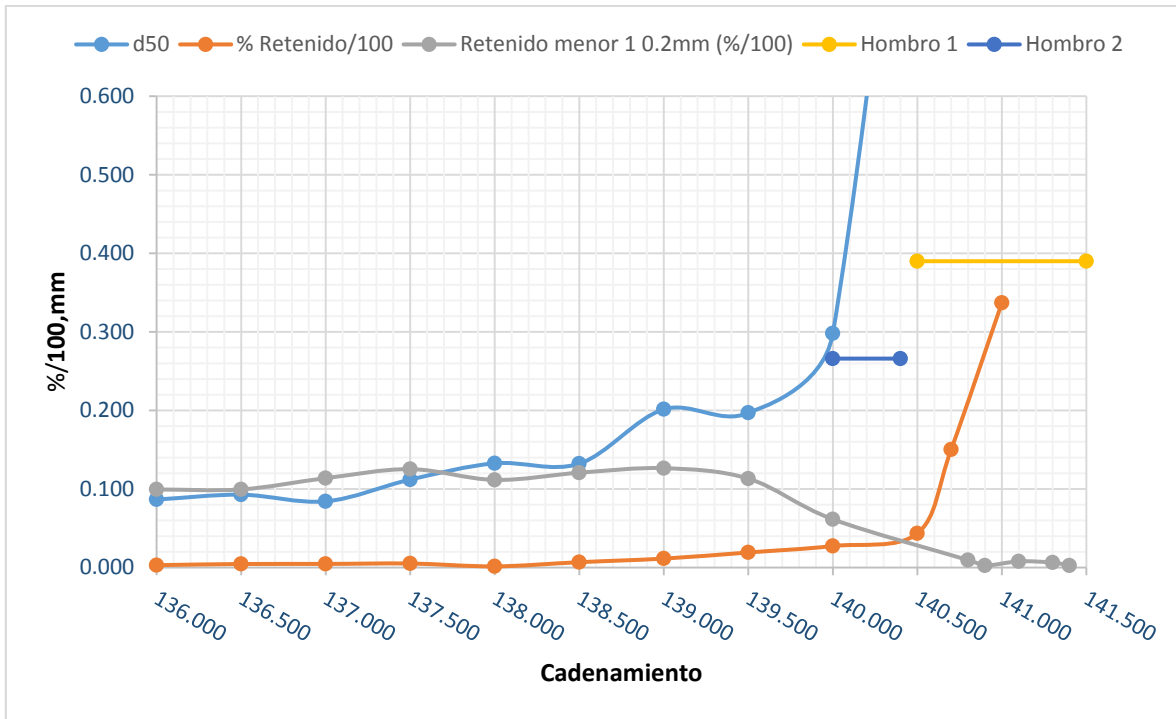


Figura 3.6.3.1. Gráfica de resultados obtenidos en la prueba de arena azul aplicando un hidrograma



Figura 3.6.3.2. Formación del hombro en la sección 141+000



Figura 3.6.3.3. Sedimento fino depositado entre el cadenamiento 136+000 y 139+000

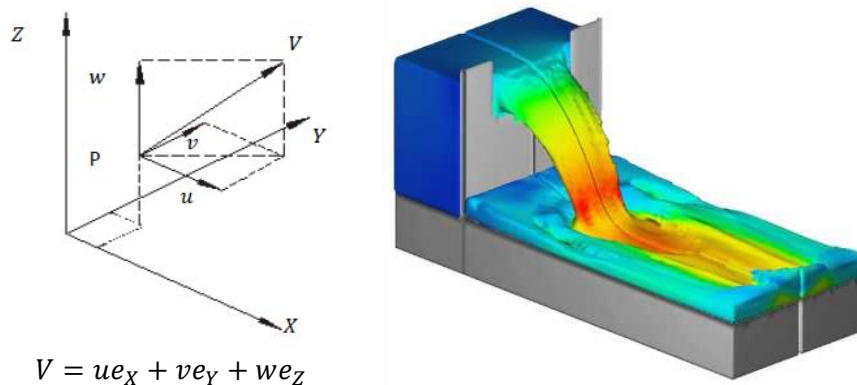
4. MODELACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.1. Tipos de modelos numéricos

Para clasificar los modelos numéricos que representan el flujo a superficie libre y transporte de sedimentos, se hace en relación a la dimensionalidad donde se analiza el vector velocidad de flujo en el espacio. Este puede clasificarse en modelos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales.

4.1.1. Modelos Tridimensionales

Los modelos tridimensionales representan el estado más avanzado de la modelación. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad y debido a esto la cantidad de datos aumenta puesto que la malla se genera en el espacio (fig. 4.1.1.1).



$$V = ue_x + ve_y + we_z$$

Figura 4.1.1.1. Modelo tridimensional Flow 3D

4.1.2. Modelos Bidimensionales

Consideran las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Las variaciones de la velocidad u otra magnitud de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor. Estos modelos son especialmente útiles en flujos muy extendidos donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. Estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciable.

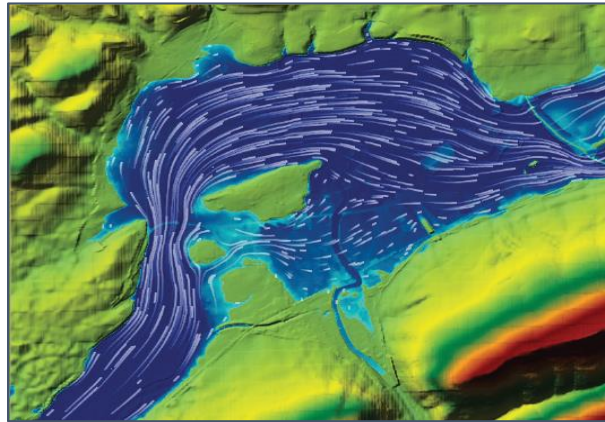


Figura 4.1.2.1. Modelo bidimensional HEC-RAS

4.1.3. Modelos Unidimensionales

En los modelos unidimensionales se supone que una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos. Esta dimensión es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal. La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, en las cuales se calculan el tirante y velocidad promedio en toda la sección transversal. Es decir, toda la sección es representada por un único valor medio de velocidad, no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontal como verticalmente.

Asumen por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal, lo cual es una de sus limitaciones. Esos modelos son aplicables, en tramos de ríos y canales muy largos, generalmente mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca principalmente determinar el máximo nivel de agua.

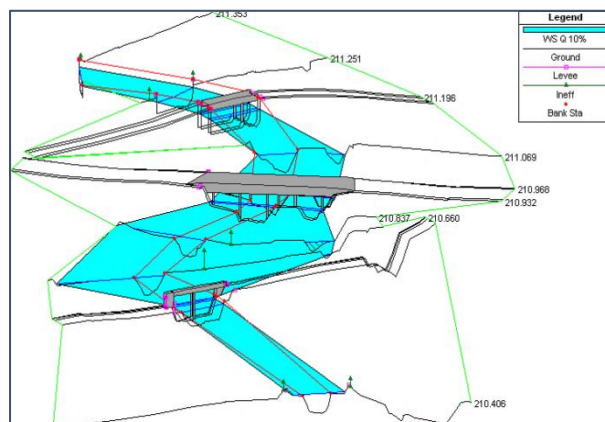


Figura 4.1.3.1. Modelo unidimensional HEC-RAS

4.2. Implementación del modelo numérico unidimensional HEC-RAS

El modelo hidrodinámico que se aplicará para el análisis de este trabajo es el HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) es un modelo de dominio público desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers donde se calculan perfiles de flujo. Está compuesto por 4 tipos de análisis en ríos:

- Modelado de flujo unidimensional en régimen permanente
- Modelado de flujo unidimensional y bidimensional en régimen no permanente
- Modelado de transporte de sedimentos
- Análisis de calidad de aguas

4.2.1. Modelado de transporte de sedimentos

El modelado de transporte de sedimentos es notoriamente difícil. La información necesaria para predecir los cambios en el lecho son altamente inciertos, la teoría empleada es empírica y con una gran variedad de variables físicas.

Sin embargo, con los datos apropiados se puede lograr obtener un modelo calibrados del transporte de sedimentos para predecir las tendencias a largo plazo que pueden ayudar a planificar y evaluar alternativas de proyecto.

HEC-RAS permite calcular el potencial del transporte de sedimentos por fracción de tamaño de grano y puede utilizarse para estimar la sedimentación en embalses, las obras necesarias para mantener el calado, predecir la influencia del dragado, estimar el transporte máximo durante inundaciones y evaluar la sedimentación en canales de lecho rígido.

A continuación se describirá la teoría utilizada para el análisis de transporte de sedimentos.

4.2.1.1. Cálculo de perfiles de flujo

Los perfiles de la superficie libre pueden ser calculados para régimen de flujo subcrítico, supercrítico o mixto y considera los efectos causados por obstáculos en el fondo del ríos tales como puentes, alcantarillas, vertedores y otras estructuras.

Los perfiles de la superficie libre son calculados de una sección transversal a otra resolviendo la ecuación de la energía por medio de iteraciones con el método del paso estándar. Se describirá dicho procedimiento de cálculo del programa HEC-RAS de una sección Y_1 a otra sección Y_2 .

1. En la sección conocida se calcula el área (A , en m^2), perímetro (P , en m), radio hidráulico ($R = A/P$, en m), velocidad ($V = Q/A$, en m/s). La cota de la línea de energía será:

$$H_1 = Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Donde:

- H_1 Energía total o línea de energía en un punto uno, en m .
- Z_1 Carga de posición en el punto uno, en m .
- Y_1 Carga de presión o tirante del agua en el punto uno, en m .
- V_1 Velocidad en la sección en el punto uno, en m/s .
- g Aceleración de gravedad, en m/s^2 .

En seguida se calcula la pendiente de la línea de energía:

$$S_{f1} = \left(\frac{V_1 \cdot n}{R_1^{2/3}} \right)^2$$

Donde:

- V_1 Velocidad en la sección uno, en m/s .
- R_1 Radio hidráulico en la sección uno, en m .
- n Coeficiente de rugosidad de Manning.

2. En la sección 2, se calcula el nivel de fondo del canal. Si la pendiente es constante:

$$Z_2 = Z_1 + S_0 \cdot \Delta x \cdot X_{1-2}$$

Se supone un tirante Y_2 , con el cual se calcula el área A_2 , el perímetro P_2 , el radio R_2 , la velocidad $V_2 = Q/A_2$. Se calcula:

$$H_2 = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Donde:

- H_2 Energía total o línea de energía en un punto dos, en m .
- Z_2 Carga de posición en el punto dos, en m .
- Y_2 Carga de presión o tirante del agua en el punto dos, en m .
- V_2 Velocidad en la sección en el punto dos, en m/s .
- g Aceleración de gravedad, en m/s^2 .

3. Calcular la pendiente de la línea de energía en el punto 2:

$$S_{f2} = \left(\frac{V_2 \cdot n}{R_2^{2/3}} \right)^2$$

Donde:

- V_2 Velocidad en la sección dos, en m/s .
- R_2 Radio hidráulico en la sección dos, en m .
- n Coeficiente de rugosidad de Manning.

Calcular la media de la S_{f_1} y S_{f_2}

$$S_{f_{1-2}} = \frac{S_{f_1} - S_{f_2}}{2}$$

$$H_2 = H + S_{f_{1-2}} \cdot \Delta x \cdot h_e$$

Se compara H_1 con H_2 deben ser iguales. Si en el caso que no lo sean, se aplica una corrección al tirante.

4. Se calcula la corrección, ΔY_2 :

$$\Delta Y_2 = \frac{H_1 - H_2}{1 - Fr_2^2 + \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{f_2} \cdot \Delta x}{R_2}}$$

Iterando, $Y_2(i) = Y_2(i - 1) - \Delta Y_2(i - 1)$

Donde:

i Es el número de iteración.

Fr_2 Número de Froude.

Se continúa en la sección 2 hasta que H_1 y H_2 convergen. Una vez que el nivel es hallado se toma esta sección como la conocida y se pasa a la tercera sección. Además los canales irregulares cambian de sección transversal como el ensanchamiento o estrechamiento. Esto induce a pérdidas de carga que son proporcionales a la diferencia de las cargas de velocidades de secciones adyacentes. Los coeficientes de expansión y contracción más usados son 0.3 y 0.1 respectivamente.

4.2.1.2. Flujo casi no permanente

El flujo casi no permanente simplifica la hidrodinámica, representa un hidrograma continuo con una serie de perfiles discretos de flujo. HEC-RAS conserva el flujo constante durante un período específico de tiempo para el transporte de sedimentos. Estos perfiles de flujo permanente son más sencillos y rápidos de desarrollar que un modelo de flujo no permanente.

4.2.1.3. Duración

La duración es el mayor intervalo de tiempo. HEC-RAS asume que el gasto, temperatura y carga de sedimentos son constantes en el intervalo de duración.

4.2.1.4. Incremento de cálculo

El incremento de cálculo es una división de la duración del flujo. Aunque el gasto sea constante durante la duración de flujo, la geometría e hidrodinámica del río son actualizadas

después de cada incremento de cálculo. La estabilidad del modelo puede ser muy sensible a esta subdivisión de tiempo. Cuando el incremento de cálculo es demasiado largo la geometría del lecho no es actualizada correctamente y los resultados pueden variar significativamente.

4.2.1.5. Tiempo de mezclado en el lecho

El incremento de cálculo es subdividido en el tiempo de mezclado del lecho, durante cada tiempo de mezclado en un incremento de cálculo la batimetría, los parámetros hidráulicos y potencial de transporte para cada tamaño de partícula permanecen constantes. Pero los cálculos de erosión y sedimentación ocurren en este período de tiempo y pueden causar cambios en la composición de las capas de mezclado en el lecho. El perfil de gradación es reordenado debido a la adición o remoción del material. Desde que se activan los cambios en la capa de gradación durante el tiempo de mezclado, la capacidad de transporte de sedimentos cambia aun cuando la hidrodinámica permanece constante.

4.2.1.6. Continuidad de sedimento

HEC-RAS resuelve la ecuación de continuidad de sedimentos conocida como la ecuación de Exner, que plantea la conservación de los sedimentos transportados por el fondo.

$$(1 - \lambda_p) \cdot B \cdot \frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x}$$

Donde:

B	Ancho del canal
η	Profundidad del canal
λ_p	Capa activa de porosidad
t	Tiempo
x	Distancia
Q_s	Carga de sedimento transportado

4.2.1.7. Cálculo de la capacidad de transporte

La capacidad de transporte es la máxima cantidad de sedimento que puede salir del volumen de control donde es función de la cantidad de sedimento que el flujo puede mover.

4.2.1.8. Clases de partículas

HEC-RAS divide el sedimento en 20 tipos de partículas en un rango de 0.002 mm a 2048 mm (tabla 4.2.1.8.1)-

Tabla 4.2.1.8.1. Clasificación de tamaño de las partículas en HEC-RAS

Clases de granos		Límite inferior (mm)	Límites superior (mm)	Diámetro promedio (mm)	Promedio geométrico (mm)
Arcilla	Clay	0.002	0.004	0.003	0.00283
Limo muy fino	VFM	0.004	0.008	0.006	0.00566
Limo fino	FM	0.008	0.016	0.011	0.0113
Limo mediano	MM	0.016	0.032	0.023	0.0226
Limo grueso	CM	0.032	0.0625	0.045	0.0447
Arena muy fina	VFS	0.0625	0.125	0.088	0.0884
Arena fina	FS	0.125	0.25	0.177	0.177
Arena mediana	MS	0.25	0.5	0.354	0.354
Arena gruesa	CS	0.5	1	0.707	0.707
Arena muy gruesa	VCS	1	2	1.41	1.41
Grava muy fina	VFG	2	4	2.83	2.83
Grava fina	FG	4	8	5.66	5.66
Grava media	MG	8	16	11.3	11.3
Grava gruesa	CG	16	32	22.6	22.6
Grava muy gruesa	VCG	32	64	45.3	45.3
Cantos pequeños	SC	64	128	90.5	90.5
Cantos grandes	LC	128	256	181	181
Bolos pequeños	SB	256	512	362	362
Bolos medianos	MB	512	1024	724	724
Bolos grandes	LB	1024	2048	1448	1450

4.3. Aplicación y proceso del modelo numérico Unidimensional HEC-RAS

4.3.1. Creación del proyecto

El primer paso para el desarrollo del modelo de transporte de sedimentos en HEC-RAS es establecer un archivo de proyecto y este requerirá de la realización de otros archivos como son un archivo de geometría, un archivo de flujo (Casi no permanente), un archivo de datos de sedimento y un archivo de plan de análisis de sedimentos (fig. 4.3.1.1)

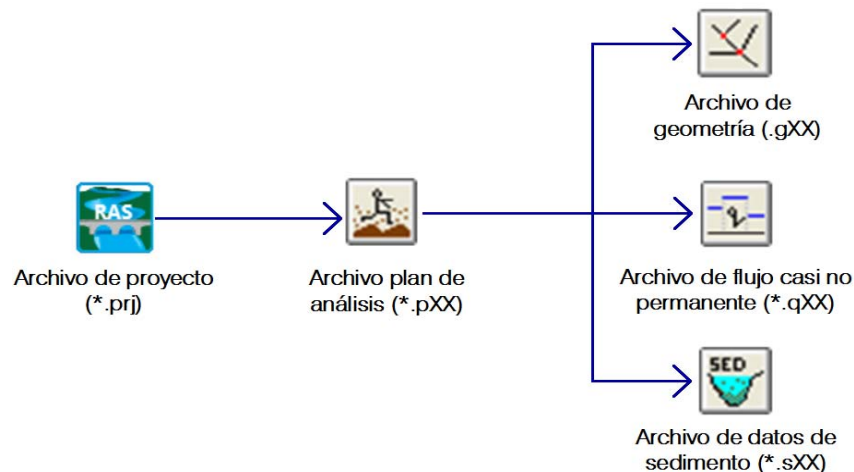


Figura 4.3.1.1. Esquema de archivos para un proyecto en HEC-RAS

4.3.2. Sistema de unidades

Para las simulaciones se trabajó con unidades del Sistema Inglés, debido a que los resultados con unidades del Sistema Internacional de Unidades arrojaban resultados que en ningún sentido son coherentes con lo analizado.

4.3.3. Archivo de geometría

El primer paso para la generación de cualquier proyecto es crear la geometría del río, para ello se dibuja primero el esquema de la corriente dirección desde aguas arriba hacia aguas abajo y posteriormente asignarle un nombre (fig. 4.3.3.1).

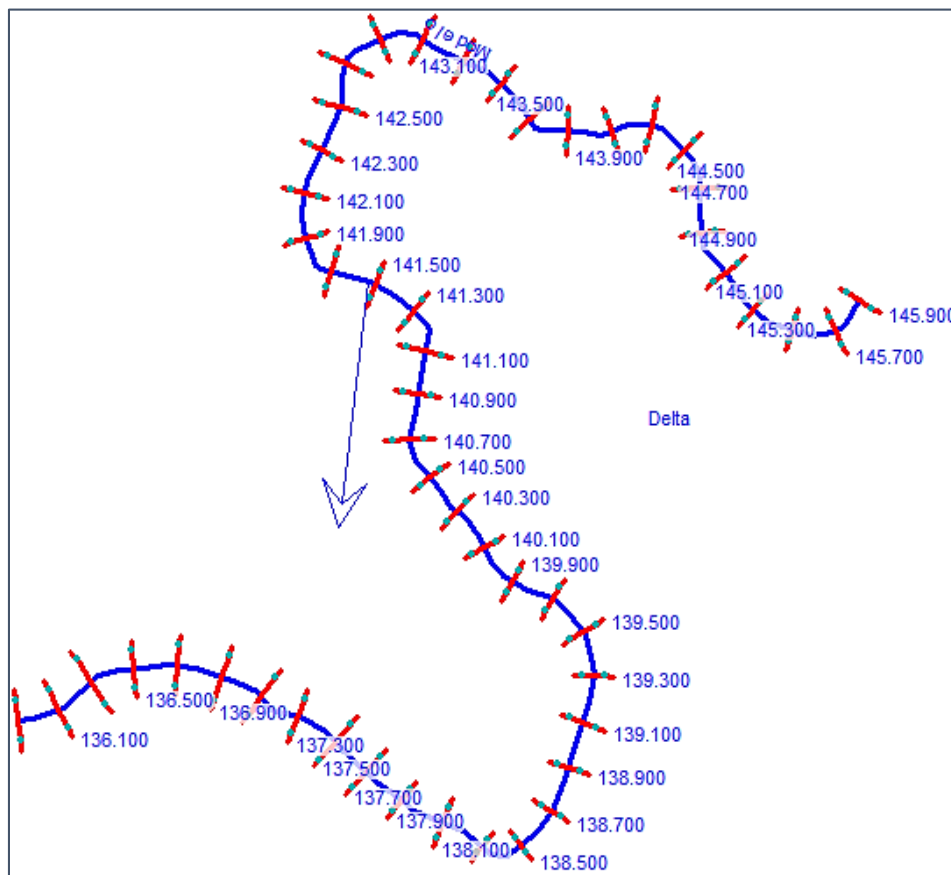


Figura 4.3.3.1. Esquema en planta de la corriente

Una vez creado el esquema del río, se introducen las secciones transversales con los siguientes campos: nombre, coordenadas de la sección, distancia entre secciones, coeficiente de rugosidad de Manning de 0.017 por tratarse de concreto revestido sin pulir, márgenes del cauce, coeficientes de contracción y expansión del cauce. Cabe aclarar que cada sección transversal se introduce de aguas arriba hacia aguas abajo (fig. 4.3.3.2).

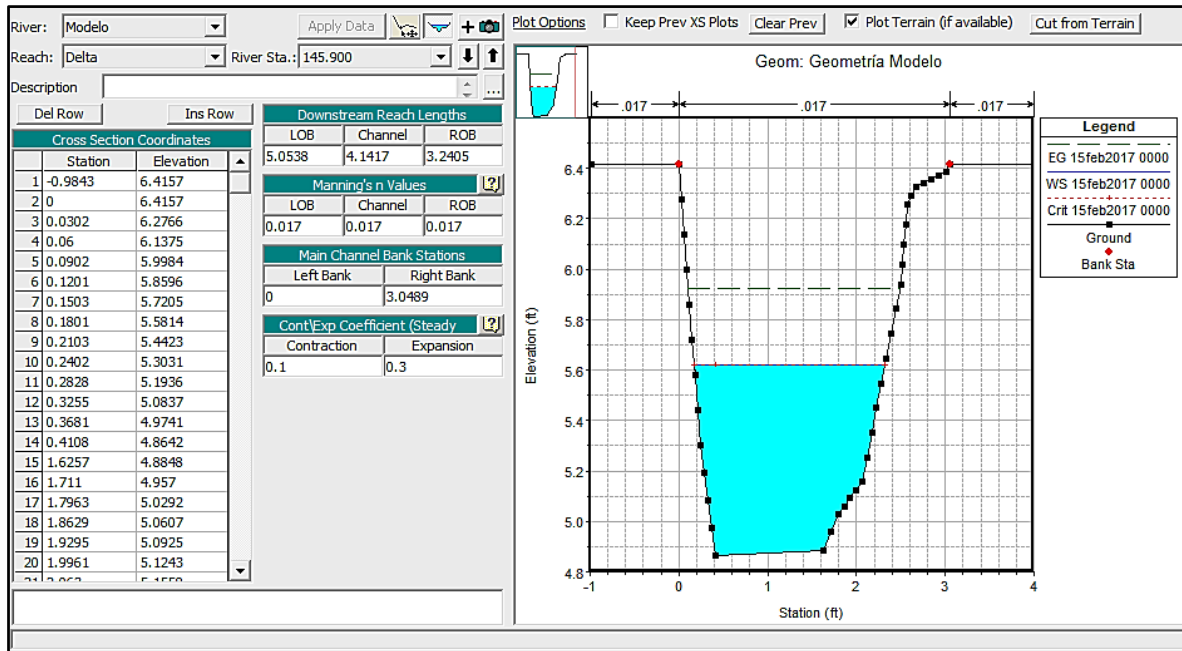


Figura 4.3.3.2. Ventana de datos para secciones transversales

4.3.4. Archivo de flujo casi no permanente

La opción de flujo casi no permanente que ofrece HEC-RAS es solamente aplicado para modelar el transporte de sedimentos. El flujo casi no permanente es una aproximación de un hidrograma en series de flujo permanente con sus respectivas duraciones (fig. 4.3.4.1).

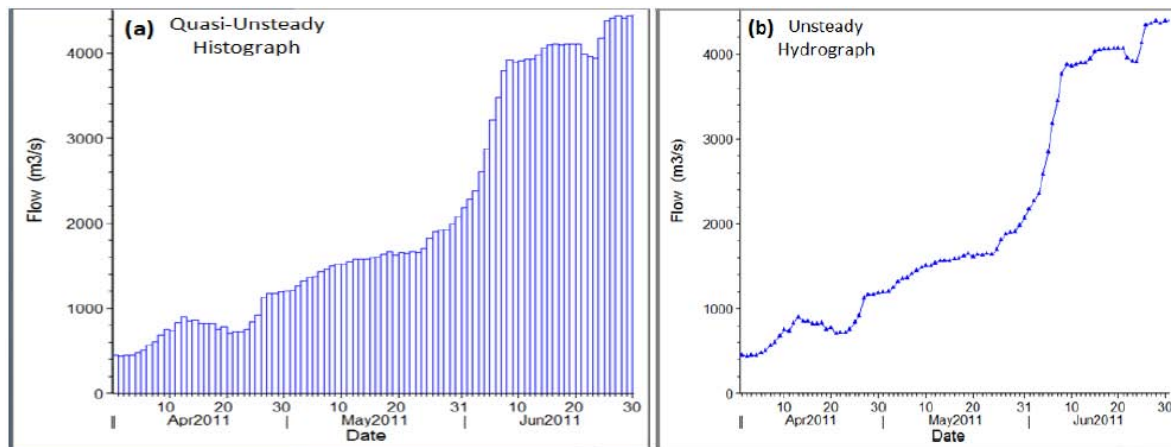


Figura 4.3.4.1. Aproximación de flujo casi no permanente a un hidrograma

Al simular el transporte de sedimentos con un tipo de flujo casi no permanente es más estable que con flujo no permanente, debido a que este último sus condiciones de flujo son

más complejas y esto estabilizada los intervalos de cálculo en cada paso por lo cual se pueden obtener resultados con un mayor rango de error.

El flujo casi no permanente ofrece 3 condiciones de frontera:

- **Serie de flujo:** Son series de gastos con sus respectivos tiempos donde cada registro ingresado debe tener una duración de flujo y tiempo de cálculo.
- **Serie de flujo lateral:** Son series de gastos con sus respectivos tiempos de un modelo tributario que ingresa a la sección del modelo.
- **Flujo lateral uniforme:** Se puede distribuir las series de flujo lateral sobre varias secciones transversales.

En este caso se utilizará la condición de series de flujo, donde cada flujo tiene dos pasos de tiempo a considerar:

Duración de flujo: Cada serie de flujo debe tener sus respectiva duración que pueda representar el tiempo el cual el gasto es constante para una parte del hidrograma a simular.

Incrementos de cálculo: Es una subdivisión de la duración del flujo donde se introduce el tiempo que deben actualizarse los datos del cambio de geometría del cauce.

The screenshot shows a software dialog box titled "Flow Series for San Pedro Delta 51". It contains the following elements:

- Radio buttons for "Use Simulation Time" (selected) and "Fixed Start Time".
- Date and Time input fields for both options.
- A "Hydrograph Data" section with a table and buttons for "Interpolate Values", "Del Row", and "Ins Row".
- A table with 5 columns: "Simulation Time", "Elapsed Time", "Flow Duration", "Computation Increment", and "Flow (cfs)".
- A checkbox for "Compute computation increments based on flow".
- Buttons for "Plot...", "OK", and "Cancel".

No. Ordinates	Simulation Time	Elapsed Time	Flow Duration	Computation Increment	Flow (cfs)
	(hours)	(hours)	(hours)	(hours)	
1	18oct2016 0000	1.08	1.08	0.01	5.862
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					

Figura 4.3.4.2. Ventana de series de flujo casi no permanente

4.3.5. Archivo de datos de sedimentos

Las condiciones iniciales y los parámetros de transporte son la primera etapa por definir. Desde este módulo se puede especificar la función de transporte, método de velocidad de caída (que fueron explicadas en el capítulo 2) y el método de clasificación. En cada sección transversal se debe especificar el volumen de control de sedimento y la degradación del lecho.

4.3.5.1. Funciones de transporte

Se debe seleccionar la función más adecuada para el transporte de sedimentos, HEC-RAS se incluyen 8 funciones de transporte:

- Ackers y White
- England y Hansen
- Laursen
- Meyer y Peter and Müller
- Toffaleti
- MPM-Toffaletti
- Yang (ecuaciones para gravas y arenas)
- Wilcock y Crowe

Tabla 4.3.5.1.1. Límites recomendados para cada función de transporte

Función	d	d_m	s	v	D	S	W	T
Ackers-White (canal)	0.04-7.0	NA	1.0-2.7	0.07-7.1	0.01-1.4	0.00006-0.37	0.23-4.0	46-89
Englund-Hansen (canal)	NA	0.19-0.93	NA	0.65-6.34	0.19-1.33	0.000055-0.019	NA	45-93
Laursen (campo)	NA	0.08-0.7	NA	0.068-7.8	0.67-54	0.0000021-0.0018	63-3640	32-93
Laursen (canal)	NA	0.011-29	NA	0.7-94	0.03-3.6	0.00025-0.025	0.25-6.6	46-83
Meyer-Peter Muller (canal)	0.4-29	NA	1.25-4.0	1.2-9.4	0.03-3.9	0.0004-0.02	0.5-6.6	NA
Toffaletti (campo)	0.062-4.0	0.0950.7 6	NA	0.7-7.8	0.07-56.7	0.000002-0.0011	63-3640	32-93
Toffaletti (canal)	0.062-4.0	0.45-0.91	NA	0.7-6.3	0.07-1.1	0.00014-0.019	0.8-8	40-93
Yang (campo-arena)	0.15-1.7	NA	NA	0.8-6.4	0.04-50	0.000043-0.028	0.44-1750	32-94
Yang (campo-grava)	2.5-7.0	NA	NA	1.4-5.1	0.08-0.72	0.0012-0.029	0.44-1750	32-94

Donde:

- d Diámetro de partículas (mm)
 d_m Diámetro de partícula media (mm)
 s Gravedad específica del sedimento
 v Velocidad media (fps)
 D Tirante del canal (ft)
 S Gradiente de energía
 W Ancho del canal (ft)
 T Temperatura del agua ($^{\circ}F$)
 R_h Radio hidráulico (ft)
 NA Información no disponible

Dado estos límites de aplicación mostrados en la tabla anterior, la función de transporte que cumple estos rangos y es adecuada para este análisis corresponde a Ackers-White, debido al tamaño de las partículas que se utilizaron en las pruebas del modelo y por sus características hidráulica. Además se optó por elegir la función de Wilcock-Crowe ya que esta ecuación es basada en la teoría de que el transporte es principalmente dependiente de las características del material en contacto directo con el fluido.

4.3.5.2. Métodos de velocidad de caída

Muchos métodos están disponibles para calcular la velocidad de caída y usar el algoritmo más apropiado. El programa incluye:

- Ruby
- Toffaleti
- Van Rijn
- Dietrich

El método de velocidad de caída Van Rijn se adecua más a las características del sedimento introducido al modelo debido a que su granulometría se compone desde fragmentos de gravas hasta pequeñas proporciones de limo y arcilla.

4.3.5.3. Métodos de clasificación

Para calcular el espesor de lecho móvil y el seguimiento vertical existen tres métodos:

Thomas (Ex5): Este método utiliza 3 capas de lecho que forman un estrato que limita la erosión de capas más profundas.

Copeland (Ex7): Copeland desarrolló una versión alternativa de Thomas combinando algoritmos. Este método fue diseñado para ríos con lechos de arenas porque forma capas más lentas y calcula más la erosión.

Capa activa: El método es una simplificación de un lecho de dos capas, donde el espesor de la capa activa es igual al diámetro d_{90} , es solamente aplicado a gravas.

Para este análisis se utilizó el método de capa activa debido a que limita la simplificación de capas profundas.

4.3.5.4. Profundidad Máxima o Elevación

El modelo de transporte de sedimentos no simulará a menos que se especifique un volumen de control para cada sección transversal. Debe ser especificado entre dos columnas que son: máxima profundidad y mínima elevación de erosión (fig. 4.3.5.4.1).

Para este análisis la máxima profundidad erosionable para cada sección será igual a cero.

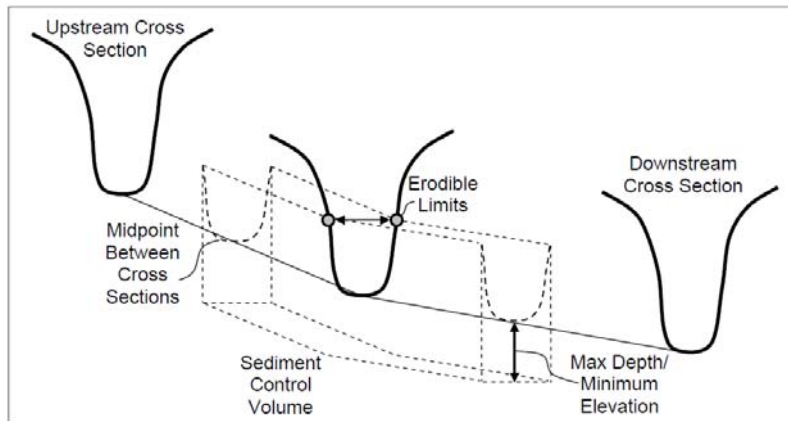


Figura 4.3.5.4.1. Esquema del volumen de control de sedimento asociado a cada sección transversal

4.3.5.5. Granulometría de secciones transversales

Cada sección transversal del cauce debe tener una curva granulométrica del material que está compuesto, en este caso se utilizó para todas las secciones la misma granulometría del material de prueba pero sin ocasionar erosión (fig.4.3.5.5.1).

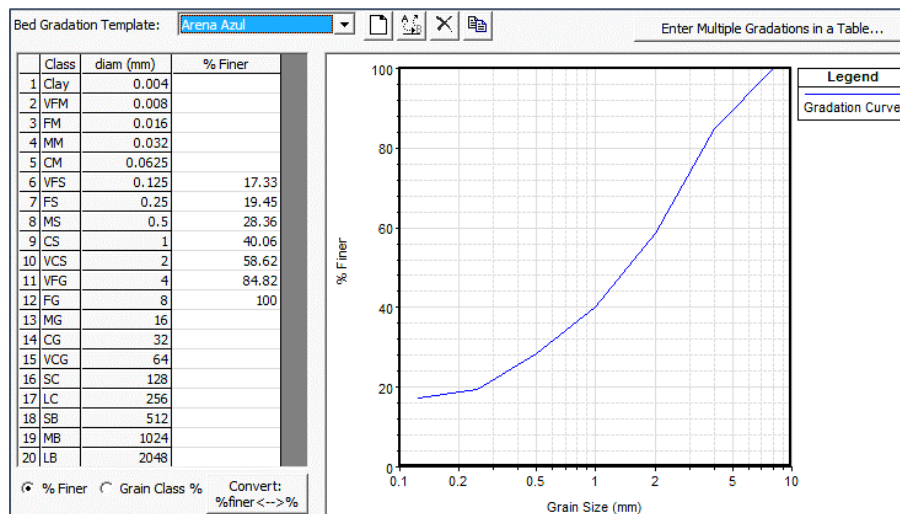


Figura 4.3.5.5.1. Ventana de edición de granulometría

4.3.5.6. Condiciones de Frontera

En la condiciones de frontera se especifica la carga de sedimentos en diferentes localizaciones y formatos. HEC-RAS ofrece 3 condiciones de frontera:

- **Carga de equilibrio:** Solamente aplicable para condiciones aguas arriba. Este método calcula la capacidad de transporte de sedimentos en cada intervalo de tiempo en la sección especificada y esta será utilizada como la entrada de sedimentos al cauce.

- **Curva de descarga:** Determina el ingreso de sedimentos en función del gasto. La entrada del agua se pueden dar series de flujo condiciones aguas arriba, flujos laterales o serie uniforme laterales de flujo.
- **Serie de carga de sedimentos:** Determina el ingreso de sedimentos independientemente del gasto que entre al cauce. Se puede asignar a cualquier sección transversal excepto en secciones aguas abajo.

En la simulación se realizará una serie de carga de sedimentos debido a que en las pruebas físicas el sedimento arrojado no dependía del gasto.

4.3.5.7. Propiedades de los sedimentos

Las opciones de esta ventana permiten cambiar el peso específico y el factor de forma del sedimento (fig. 4.3.5.7.1).

Specific Gravity:	2.65
Shape Factor:	0.7
Define Unit Weight	
Note: This is the 'Specific Weight' or the 'dry weight', the weight of solids per unit volume.	
Unit Weight Sand/Gravel (lbs/ft3):	93
Unit Weight Silt (lbs/ft3):	65
Unit Weight Clay (lbs/ft3):	30
OK Cancel Default	

Figura 4.3.5.7.1. Ventana de propiedades del sedimento

4.3.6. Cálculo de transporte de sedimentos

Para el cálculo se necesita crear un archivo de plan, donde deben adjuntarse:

- Archivo de geometría
- Archivo de flujo
- Archivo de sedimentos

La ventana de cálculo se encuentra en el menú Run y en la opción Sediment Analysis o desde el enlace directo del menú principal.

Así como en el archivo de flujo casi no permanente se debe especificar una ventana de tiempo para el análisis donde se indicará la fecha de inicio y fin de la simulación.

4.3.6.1. Opciones de resultados de transporte de sedimentos

En esta opción se establece la generación de resultados en masa o volumen, los incrementos de cálculo y el número de variables de cada resultado donde HEC-RAS lo divide en 6 niveles como se muestra en la tabla 4.3.6.1.1:

Tabla 4.3.6.1.1. Variables asociadas a cada nivel de resultados en HEC-RAS

Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5	Nivel 6
Bed Elevation	Bed elevation WSE Observed Δ Bed	Bed elevation WSE Observed Δ Bed Velocity Flow Shear XS Mass Out Tot	Bed elevation WSE Observed Δ Bed Velocity Flow Shear XS Mass Out Tot XS Weight Out Cum XS Weight Residue Slope XS Mass Bed Delta Tot XS Mass Bed Data Culm Tot XS Mass Capacity Tot	Bed elevation WSE Observed Δ Bed Velocity Flow Shear XS Mass Out Tot D50 Cover D50 Surface D50 Inactive Mass Cover (All) Mass Surface Mass Inactive (All) Armor (All)	All from Level 4 and 5 and... Slope Cumulative XS Mass Out (all) Time Step XS Mass Out (All) Cumulative Δ Bed (All) Time Step Δ Bed (All) Transport Capacity (All) Sediment Discharge (T/d) Tot Channel Manning's n Channel Froude # U Star Effective Depth Effective Width

4.3.6.2. Inicio de análisis de transporte de sedimentos

Una vez creado el plan, la geometría, el flujo y los archivos de sedimentos, se realiza un análisis de sedimentos presionando el botón Compute y posteriormente aparecerá una pantalla de proceso mostrando el estado de la simulación.

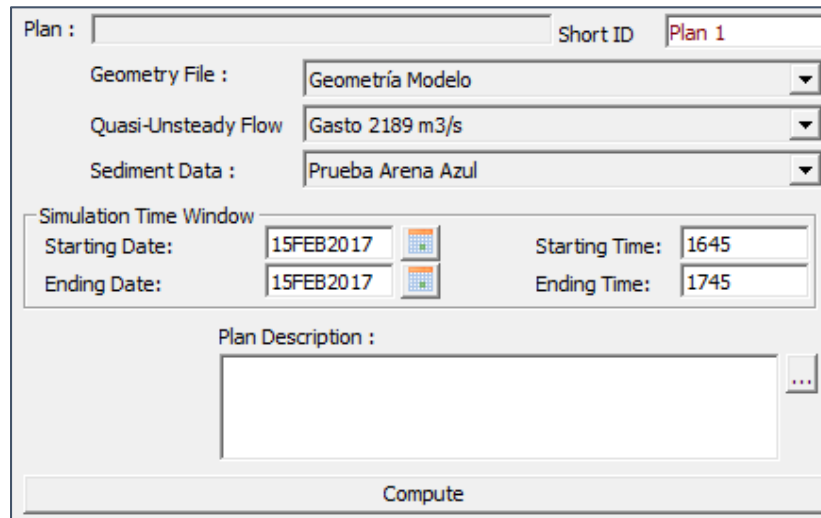


Figura 4.3.6.2.1. Ventana para el inicio de la simulación.

4.3.6.3. Visualización de Resultados

Una vez calculado el transporte de sedimentos, se escribe un archivo binario donde se muestran los resultados en forma de gráficas espaciales, gráficas de series y tablas de las etapas de la simulación donde se muestran los perfiles de flujo del agua, niveles del terreno, velocidades, números de Froude, volumen y peso de los diferentes diámetros del sedimento depositado en cada una de las secciones del modelo (fig. 4.3.6.3.1).

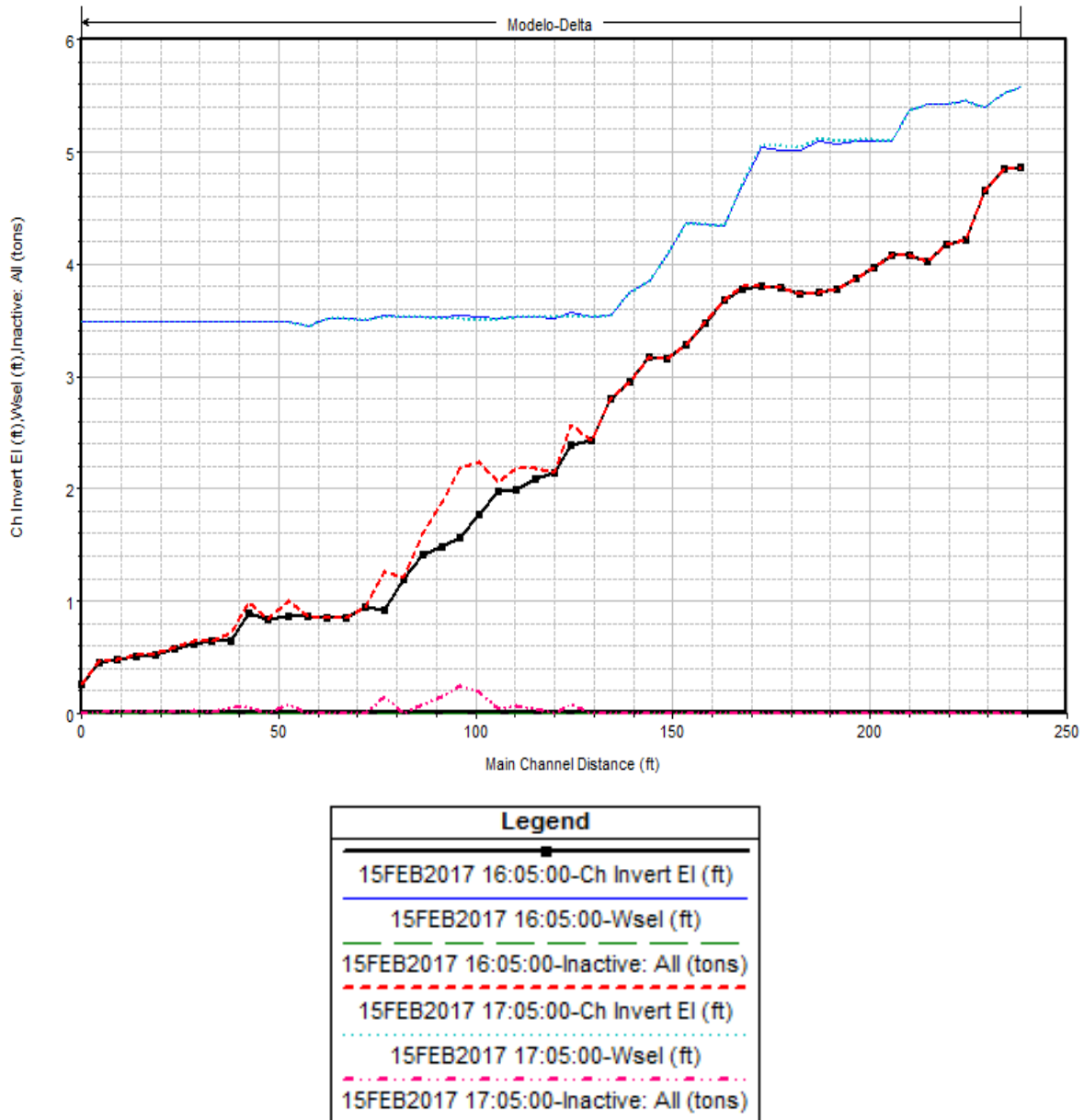


Figura 4.3.6.3.1. Visualización de las gráficas de series en HEC-RAS

4.4. Resultados de escenarios modelados

4.4.1. Escenario 1: Arena Azul con $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4.1.1. Función Ackers-White

El inicio del depósito de sedimentos ocurre al inicio del cadenamiento 143+100. La mayor parte del material retenido se ubica entre los cadenamientos 141+500 y 140+500 que representa el 61.5% del volumen del material colocado en el modelo.

El mayor depósito de partículas menores a 0.2 mm de diámetro ocurre entre los cadenamientos 136+00 al 138+000. Estos depósitos ocurren para números de Froude entre 0.06 y 0.14.

El material que sale en suspensión es del 7% del volumen total del sedimento utilizado en el modelo.

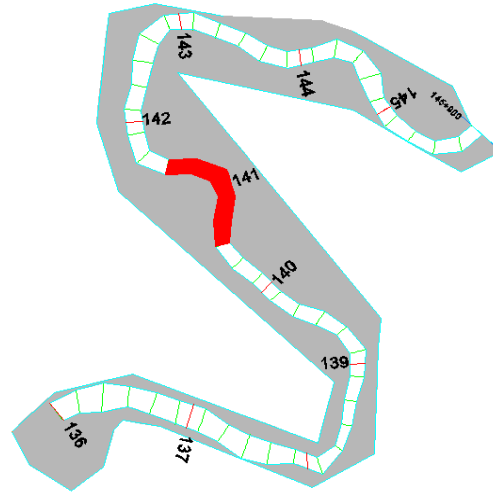


Fig. 4.4.1.1.1. Ubicación en planta del mayor depósito de sedimentos

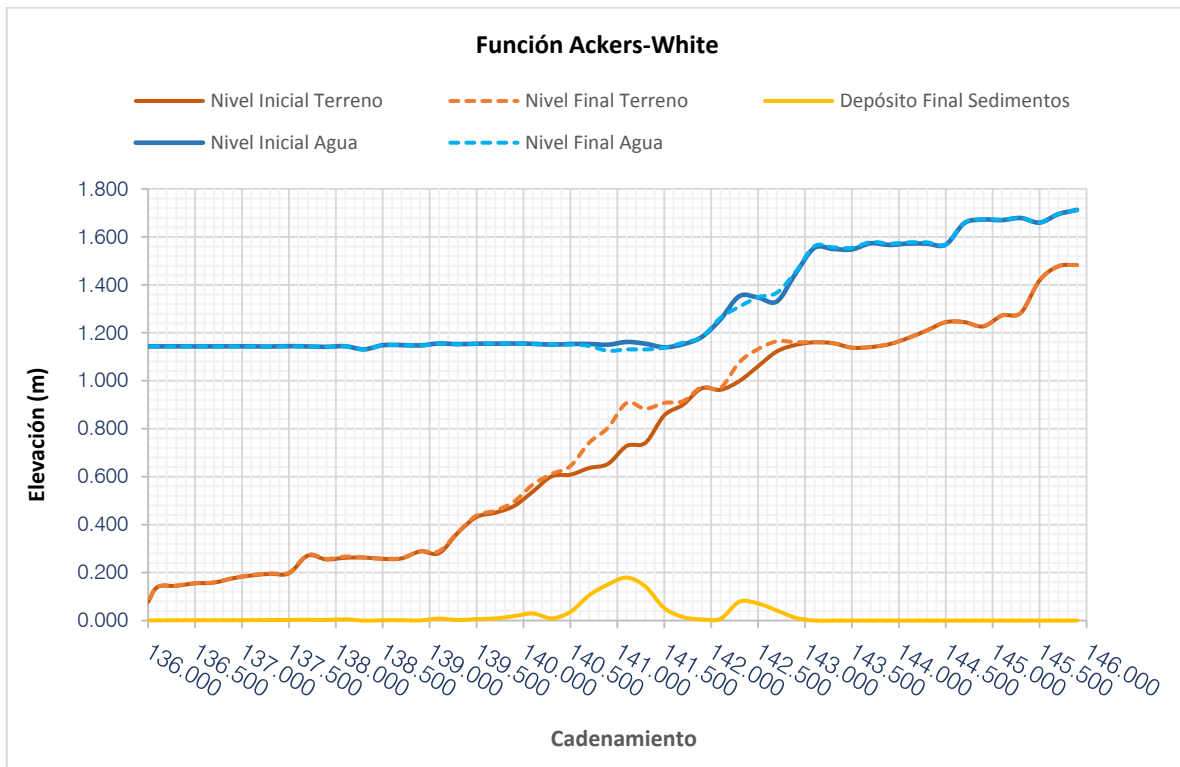


Figura 4.4.1.1.2. Prueba arena azul con función Ackers-White $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4.1.2. Función Wilcock-Crowe

El depósito de sedimentos ocurre al inicio del cadenamiento 143+100 donde la mayor cantidad de sedimento depositado se ubica entre los cadenamientos 140+500 y 141+500 que representa el 68% del material total.

Las partículas menores a 0.2 mm se depositan principalmente entre los cadenamientos 138+100 al 136+000. Los depósitos ocurren para números de Froude entre 0.05 y 0.14.

El material que sale en suspensión es del orden de 8% del volumen total del material colocado en el modelo.

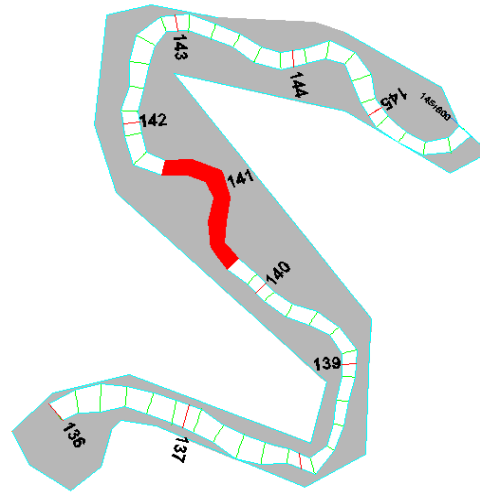


Fig. 4.4.1.2.1. Ubicación en planta del mayor depósito de sedimentos

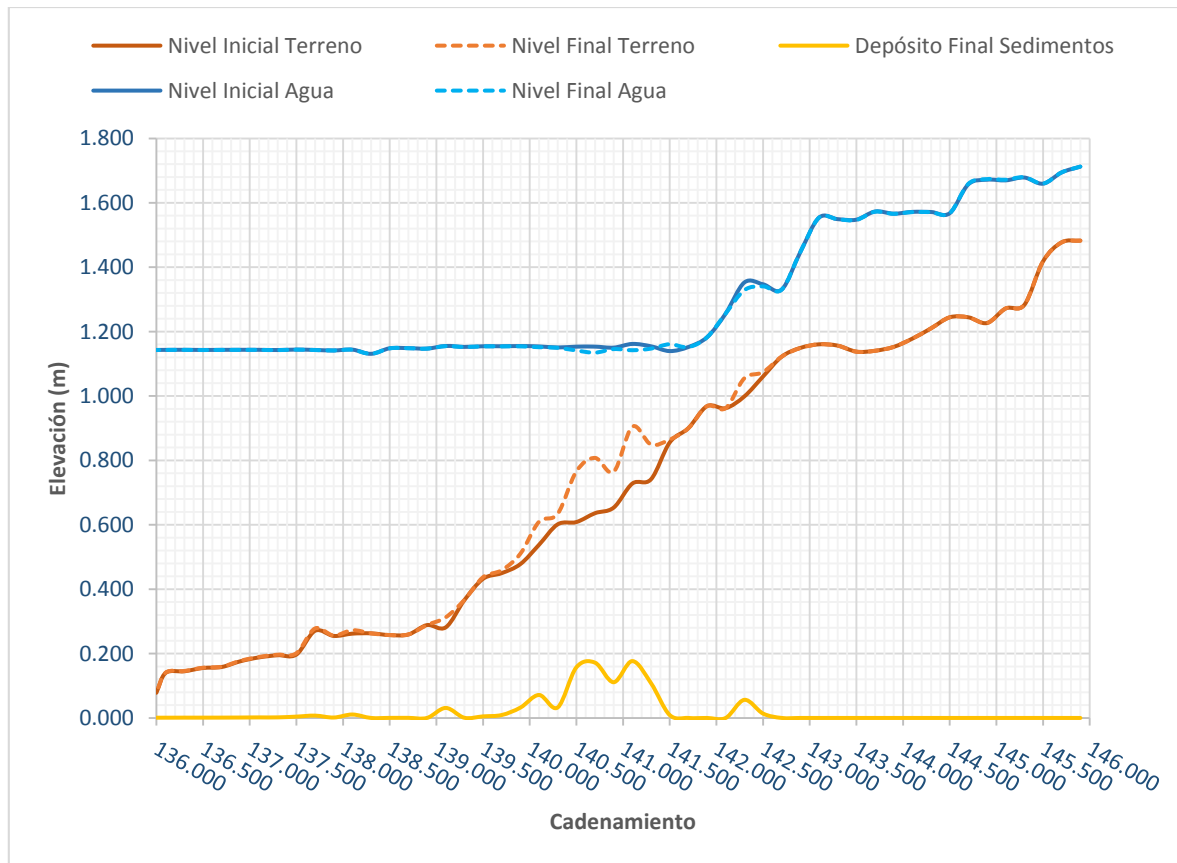


Figura. 4.4.1.2.2. Prueba arena azul con función Wilcock-Crowe $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4.2. Escenario 2: Arena Negra con $Q = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4.2.1. Función Ackers-White

El depósito de empieza a ocurrir en el cadenamiento 142+500. El mayor depósito se ubica entre los cadenamientos 141+100 y 139+500 donde se forman los hombros del delta. Este material ocupa el 68% del volumen del material colocado.

Las partículas menores a 0.2 mm se depositan principalmente entre las secciones 139+500 y 136+000. Estos depósitos ocurren para números de Froude entre 0.08 y 0.14.

El material que sale en suspensión es del orden del 12% del volumen de total.

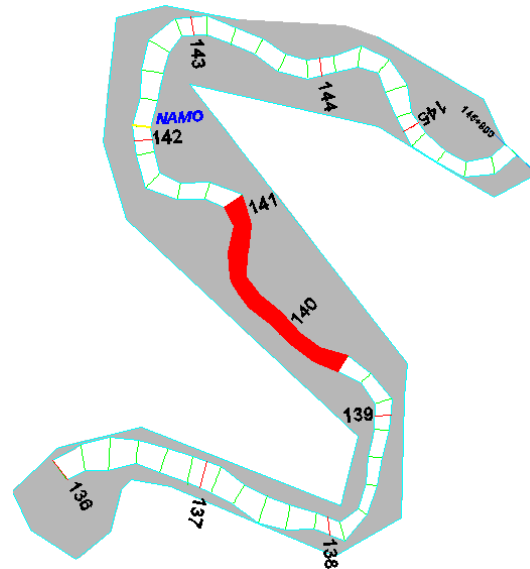


Fig. 4.4.2.1.1. Ubicación en planta del mayor depósito de sedimentos

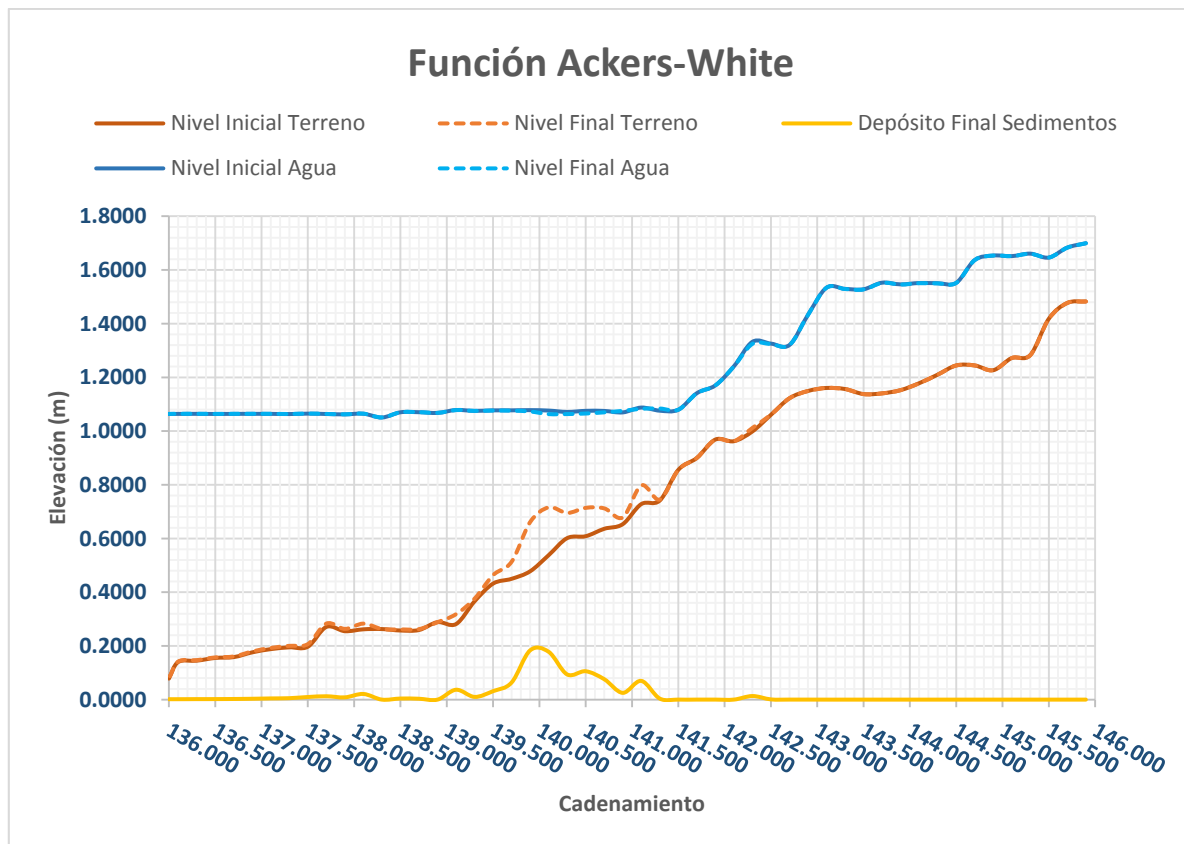


Figura. 4.4.2.1.2. Prueba arena negra con función Ackers-White. $Q = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4.2.2. Función Wilcock-Crowe

El depósito de sedimentos ocurre al inicio del cadenamiento 141+300 donde la mayor cantidad de sedimento depositado se ubica entre los cadenamientos 140+500 y 139+000 que representa el 57% del material utilizado. El hombro del delta se forma en el cadenamiento 140+000.

El depósito de las partículas menores de 0.2mm se ubica entre los cadenamientos 138+500 al 136+000 y ocurre para números de Froude de 0.07 y 0.15.

EL material que sale en suspensión es del orden del 10.5%.

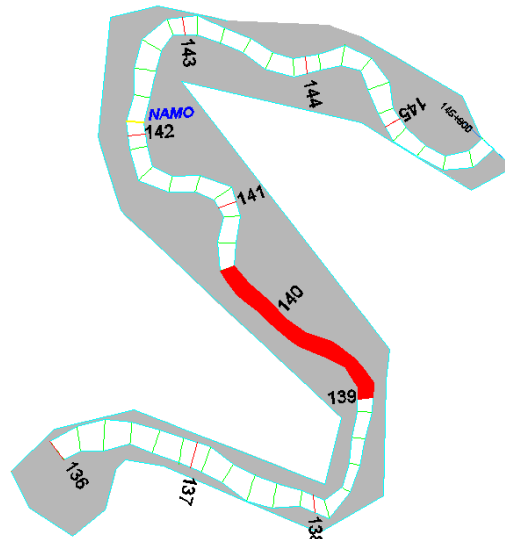


Fig. 4.4.2.2.1. Ubicación en planta del mayor depósito de sedimentos

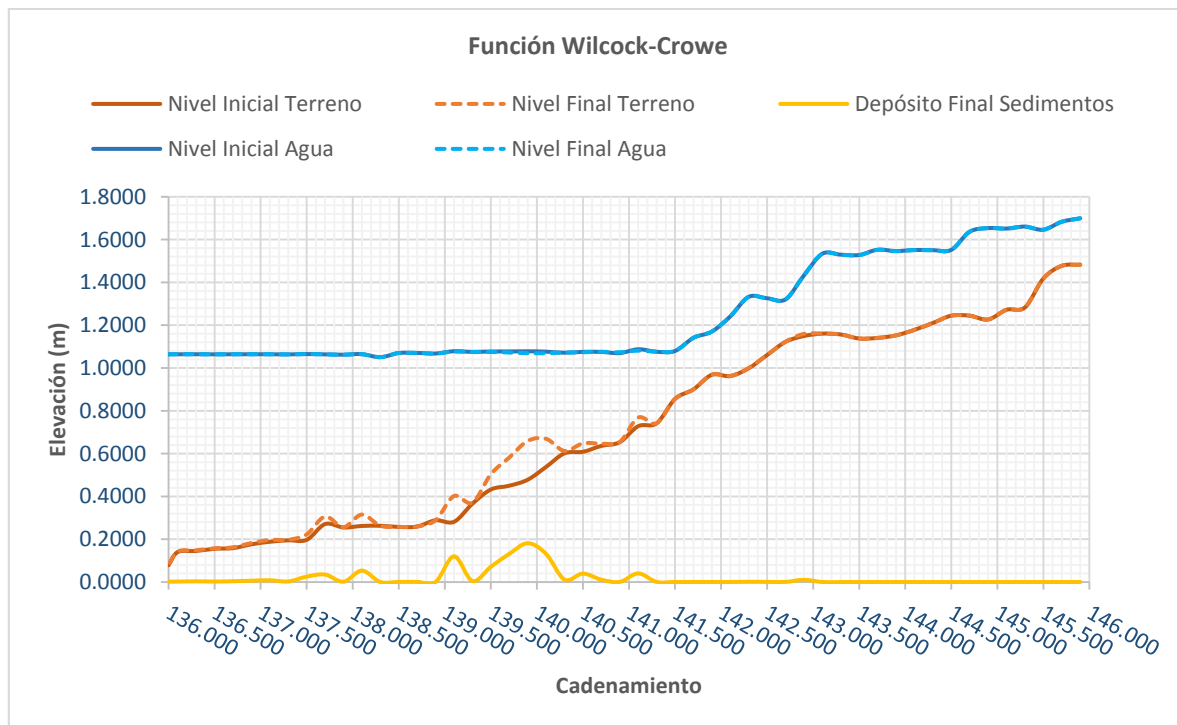


Figura. 4.4.2.2.2. Prueba arena negra con función Wilcock-Crowe. $Q = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA

5.1. Comparación de resultados escenario 1: Arena Azul con $Q = 2389 \text{ m}^3/\text{s}$

Como se observa en la fig. 5.1.1 el depósito de las partículas más gruesas se relaciona con números de Froude entre 0.1 y 0.29 que ocurre entre los cadenamientos 138+000 y 139+000, para las partículas menores a 0.2 mm el número de Froude es similar a partir del cadenamiento 138+000 al 136+000.

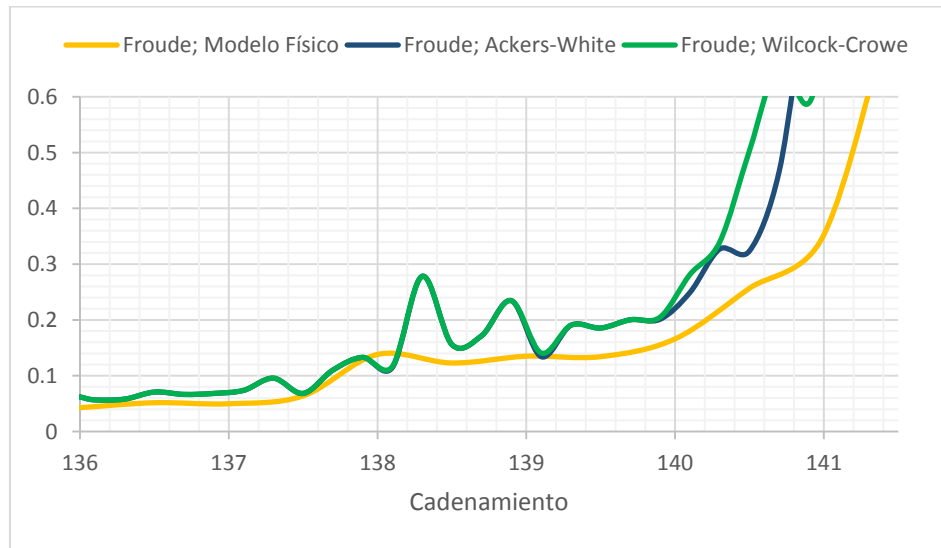


Figura 5.1.1. Comparación de números de Froude obtenidos en modelo físico y numérico.

Para el diámetro d_{50} (fig. 5.1.2) se muestra que hay variaciones en las simulación numérica comparadas con la simulación física, solo tienden a parecerse a partir de los cadenamientos 138+000 al 136+00 que es donde ocurre el depósito de las partículas menores a 0.2 mm de diámetro, se observa que la función de Wilcock tiende a sobre estimar el diámetro.

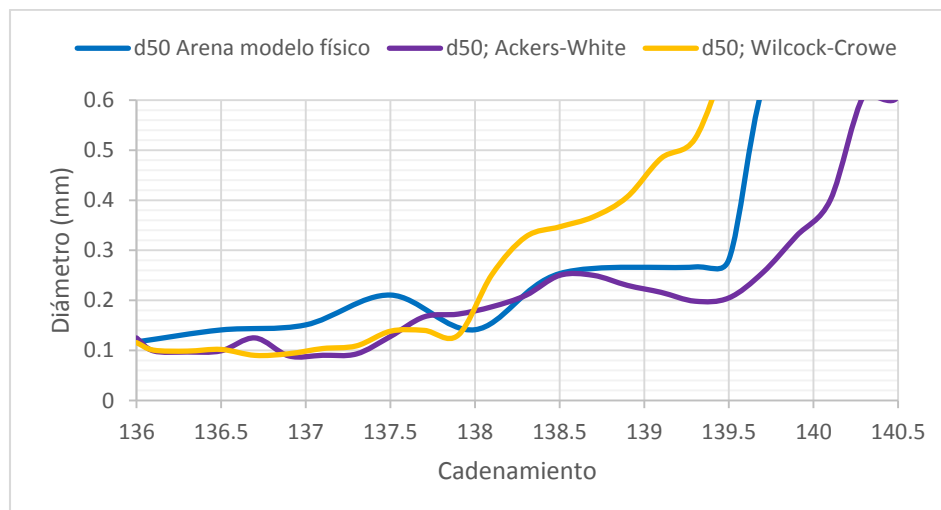


Figura 5.1.2. Comparación del diámetro d_{50} obtenidos en modelo físico y numérico.

En cuanto al porcentaje del material retenido de las partículas, son muy similares como se presenta en la fig. 5.1.3. Son similares pero con mínimo desajuste a partir de los cadenamientos 139+500 al 137+500 que es donde propiamente existe una mayor acumulación de material grueso.

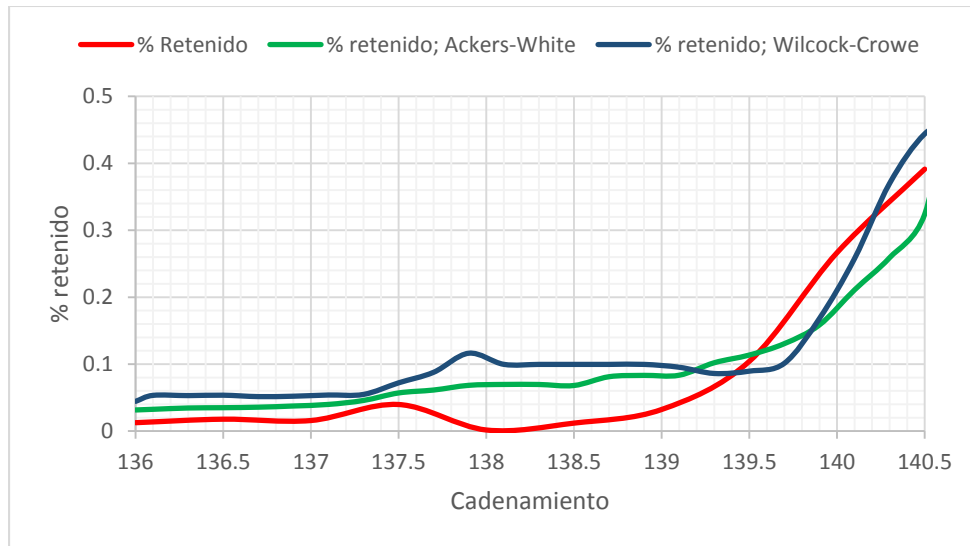


Figura 5.1.3. Comparación de % de material retenido obtenidos en modelo físico y numérico.

En la figura 5.1.4 y 5.1.5. Se muestran los porcentaje de partículas retenidas menores a 0.2mm de diámetro a lo largo del modelo, para cada caso de la función utilizada en la simulación numérica la línea continua representa el mismo número de muestras obtenidas en el modelo físico mientras que la línea discontinua representa el total de número de muestras a partir del cadenamiento 140.5 hasta 136+000.

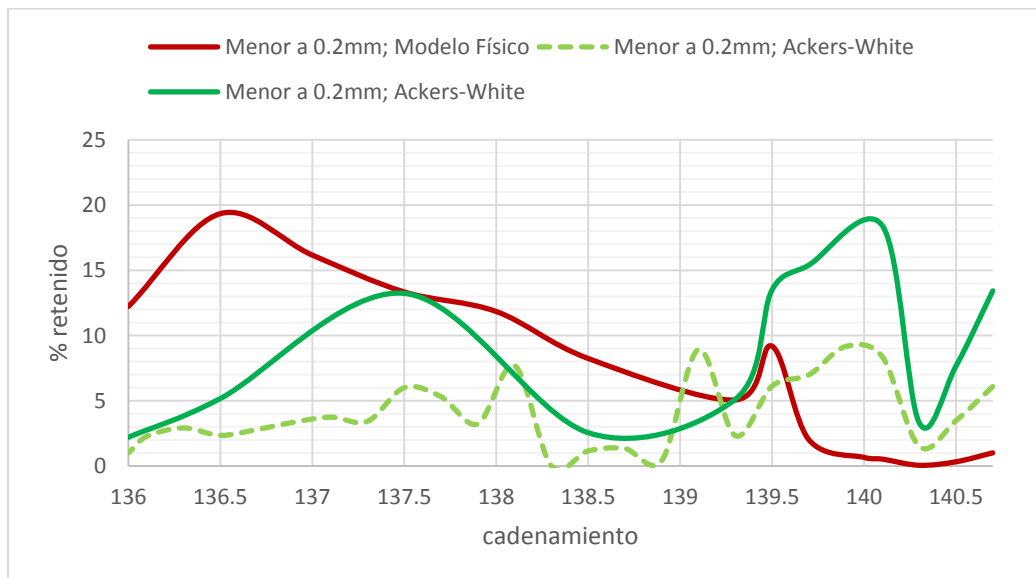


Figura 5.1.4. Comparación de % de material retenido menor a 0.2mm obtenidos en modelo físico y numérico.

Si en el modelo físico se hubieran obtenido muestras en todas las secciones, su gráfica asemejaría a la gráfica punteada. Para ambos casos se observa que donde hay un mayor depósito de sedimentos menor a 0.2mm ocurre a partir del cadenamiento 137+500 hasta el 136+000 sin embargo, ocurre también que en la simulación hay otro depósito de las mismas proporciones entre los cadenamientos 140+ 100 y 139+500.

Visto esto, el programa HEC-RAS no representa adecuadamente la cantidad menor a 0.2mm pero sí da una referencia en qué zonas del cauce existen los mayores depósitos.

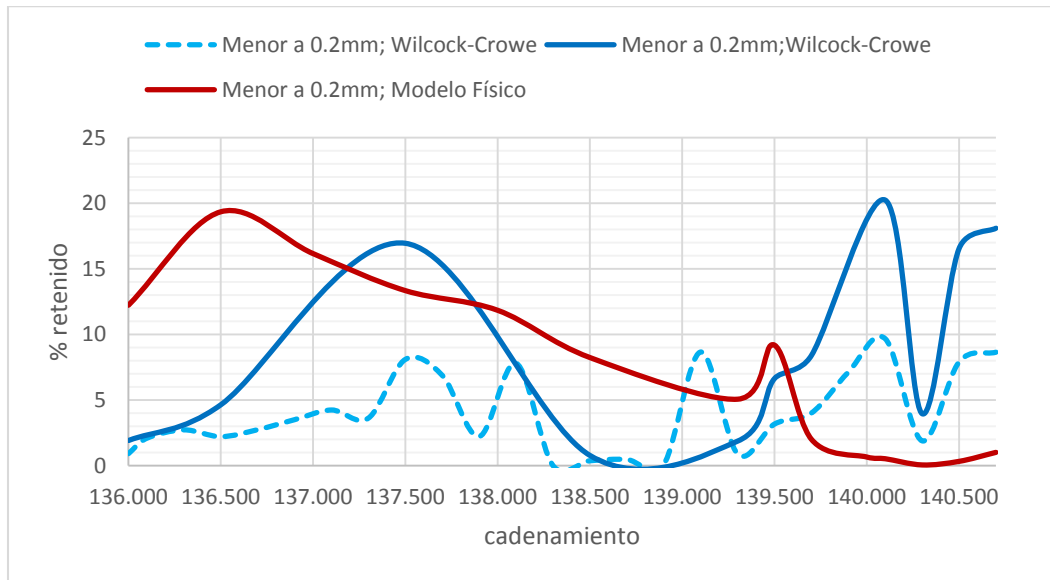


Figura 5.1.5. Comparación de % de material retenido menor a 0.2mm obtenidos en modelo físico y numérico.

5.2. Comparación de resultados escenario 2: Arena Negra con $Q= 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

La fig. 5.2.1 es similar a la fig. 5.1.1 donde se presenta el depósito de las partículas más gruesas se relaciona con números de Froude entre 0.13 y 0.30 del cadenamiento 139+000 y 138+000, y donde ocurre el depósito de partículas menores a 0.2 mm el número de Froude es similar a partir del cadenamiento 138+000 al 136+000.

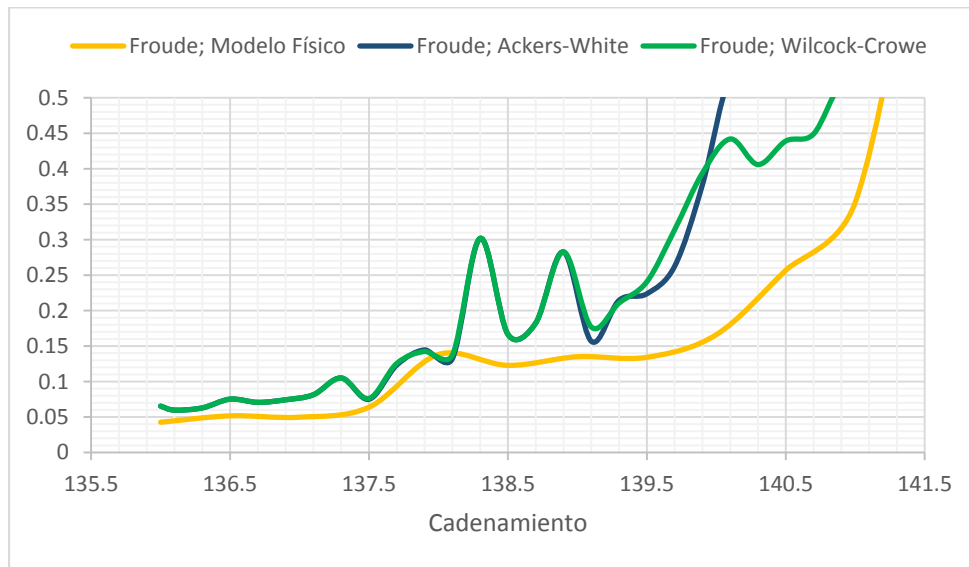


Figura 5.1.1. Comparación de números de Froude obtenidos en modelo físico y numérico.

El diámetro d_{50} (fig. 5.2.2) no cambia significativamente en todo tramo, donde existe un mayor cambio que es de un 0.1mm es en la sección 138+700 es donde ocurre el mayor depósito de material. A partir del cadenamiento 137+500 los 3 diámetros comparados mantienen casi el mismo tamaño.

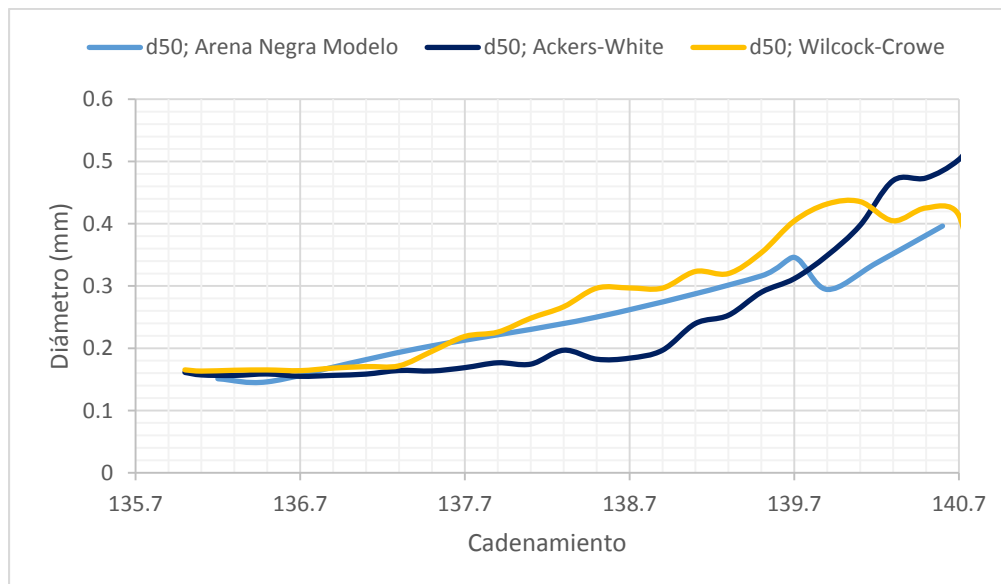


Figura 5.2.2. Comparación de diámetro d_{50} obtenidos en modelo físico y numérico.

El mayor porcentaje del material retenido se ubica principalmente a partir del cadenamiento 140+000 hasta el 138+500 que es similar a lo que ocurre aplicando la función de Ackers-White, y aplicando la función Wilcock-Crowe el mayor depósito ocurre en la sección 140+000.

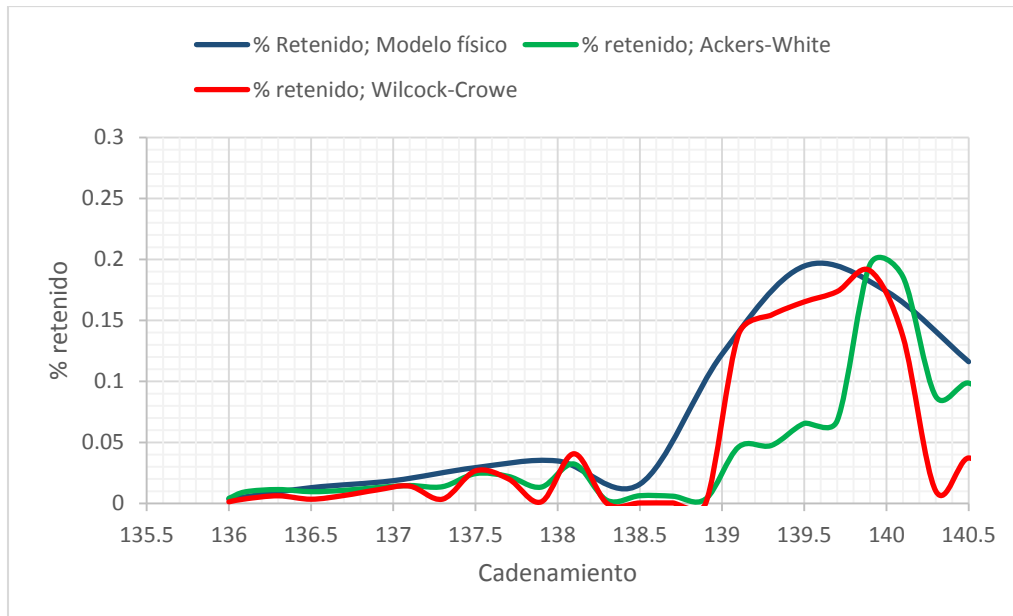


Figura 5.2.3. Comparación de % de material retenido obtenidos en modelo físico y numérico.

Los resultados de depósitos menores a 0.2 mm de diámetro de la arena negra ocurren para el mismo caso de la arena azul como se muestran en la figura 5.2.4 y 5.2.5. En la simulación numérica se presentan porcentajes altos de estos depósitos en los cadenamientos 140+000 y 137+500.

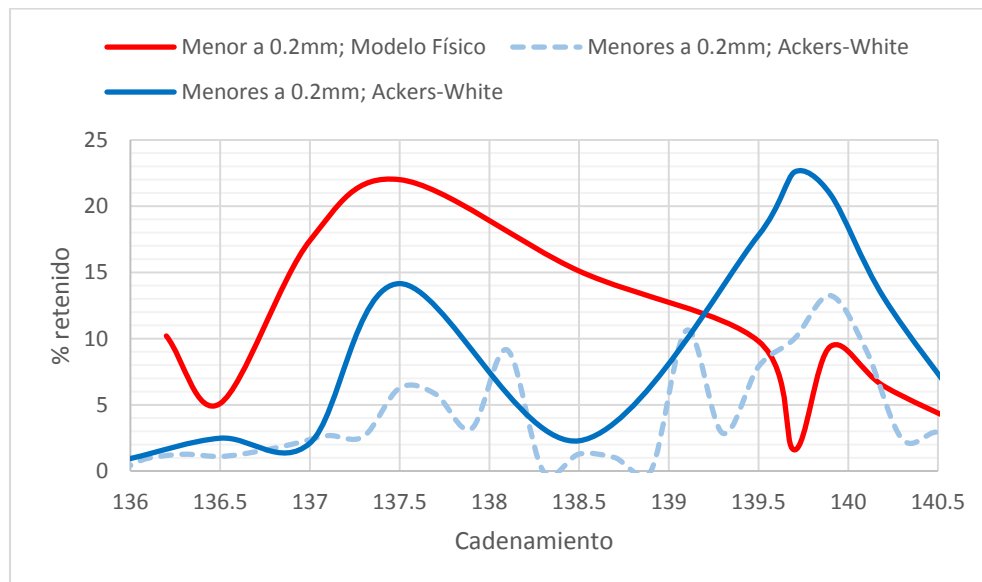


Figura 5.2.4. Comparación de % de material retenido menor a 0.2mm obtenidos en modelo físico y numérico.

En el modelo físico solo ocurre en una zona de mayor depósito, que ocurre en el cadenamiento 137+500. Visto estos resultados se determina que las simulaciones numéricas no representan adecuadamente la cantidad de depósitos menores a 0.2 mm pero sí las zonas donde existirían los mayores depósitos de sedimentos.

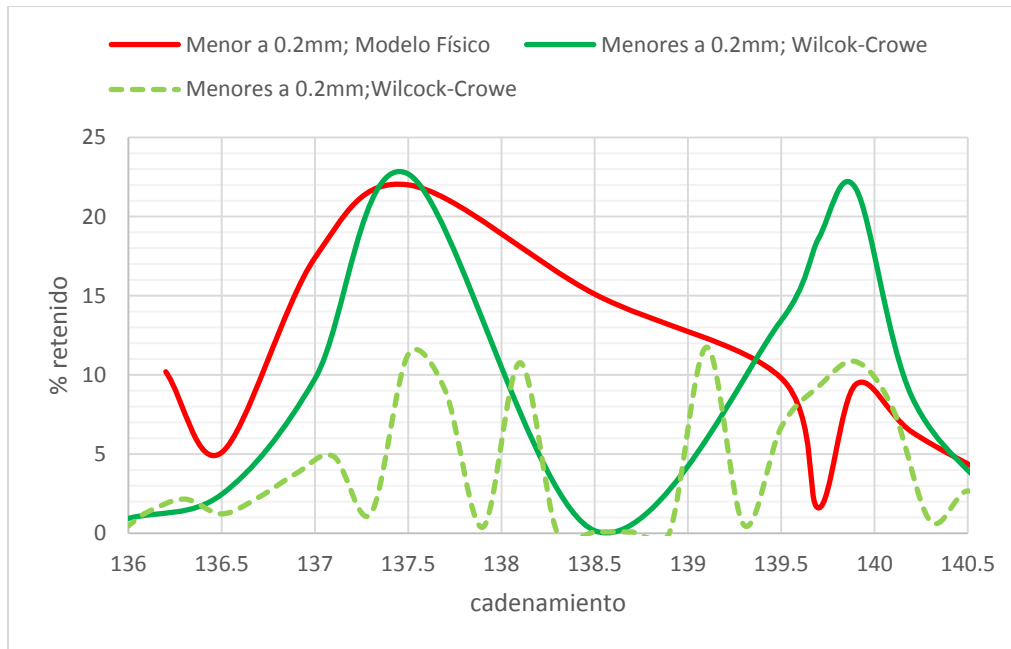


Figura 5.2.5. Comparación de % de material retenido menor a 0.2mm obtenidos en modelo físico y numérico.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las principales conclusiones de este trabajo son las siguientes:

Los modelos físicos siguen siendo una alternativa de mayor importancia para predecir el comportamiento de este tipo de fenómenos que ocurrirían en los prototipos, sin embargo estos modelos son relativamente costosos.

En el modelo numérico no se representa de forma exacta el tamaño de las partículas sedimentadas; por ejemplo si yo quisiera conocer la zona de depósito con diámetros iguales a 0.1mm el programa no puede precisarlo como se hace en el modelo físico, entonces lo que hace el programa es ubicar las zonas con rangos de diámetros.

En el modelo numérico unidimensional HEC-RAS se obtiene una buena aproximación para determinar la ubicación del sedimento depositado a la entrada del embalse con ayuda de las dos funciones aquí propuestas, dado que este problema es claramente un fenómeno tridimensional.

En el modelo físico es claro observar que el depósito de sedimentos menores a 0.2 mm ocurre entre los cadenamientos 139+500 al 136+000 que es posible asociarlo con números de Froude entre 0.05 y 0.15. Esto mismo se comprueba en el modelo numérico.

Los D_{50} calculados para cada función de transporte se asimilan con los D_{50} medidos en el modelo físico a partir del cadenamiento 138+000 al 136+000. Antes de llegar al cadenamiento 138+000 la función de Ackers-White tiende a sobrestimar el D_{50} para ambos escenarios.

Tanto en el modelo físico como en el modelo numérico indica muy bien las zonas y la cantidad de mayor depósito en el modelo que va desde el cadenamiento 139+500 hasta 141+000 que representan entre el 60 y 70% del material colocado en los modelos.

Con este estudio es posible definir con mayor claridad las zonas de depósito y la cantidad de sedimentos que entran al embalse del P.H. Las Cruces, y una vez conociendo las zonas de mayor depósito es conveniente removerlo y trasladarlo hacia aguas abajo de la cortina para evitar problemas ecológicos en la zona lagunar de Marismas Nacionales.

Recomendaciones:

Es recomendable obtener las curvas granulométricas en la zona de la entrada del embalse dado que no existe ninguna información sobre eso, ya que con los modelos numéricos calibrados con los resultados físicos se podría extrapolar a condiciones de prototipo.

Para obtener resultados más precisos en cuanto al porcentaje retenido menor a 0.2mm en el modelo físico es necesario sacar muestras de cada una de sus secciones al final de cada prueba realizada.

Para obtener un resultado que represente de forma más adecuada el fenómeno en estudio es importante elegir uno o más de los métodos de transporte de sedimentos siempre y cuando se utilicen dentro de sus límites de aplicación.

En el modelo HEC-RAS se recomienda trabajar con unidades del sistema inglés, debido a que existen muchas discrepancias en simulaciones con las unidades en el sistema internacional.

El modelo numérico HEC-RAS es sencillo y práctico de manejar, sin embargo el problema radica al manejar muchas variables y condiciones de frontera el programa tiende a fallar continuamente en su operación.

Al simular en el programa una secuencia de avenidas con un lapso de tiempo tan pequeño como en las pruebas en el modelo físico, el programa no representa de manera adecuada los niveles de flujo en el cauce.

Es conveniente realizar simulaciones de comportamiento y depósito de sedimentos con modelos bidimensionales y tridimensionales siempre y cuando éstos sean capaces de determinar la cantidad y diámetro de las partículas

BIBLIOGRAFÍA

Ackers, P., White, W. R., Sediment Transport: New Approach and Analysis, Journal of the hydraulics division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, 1973.

ASCE, ASCE Manual of practice 110-Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling and Practice. American Society of Civil Engineers, 2002.

Camargo, H. J., Hidráulica de canales. Capítulo 5 del Manual de Ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Chanson, H., The hydraulics of open channel flow: An introduction, Australia, Department of civil engineering The University of Queensland, 2004.

Dabrio, C.J., Polo, M.D., Fan-delta slope deposits and sequences in the Murcia-Carroscoy Basin, Departamento de Estratigrafía, Facultad de Ciencias Geológicas Universidad Complutense, Madrid-España, 1991.

Echávez, G., Introducción a los modelos hidráulicos de fondo fijo y a la ingeniería experimental, México, UNAM, 1996.

French, R. Hidráulica de canales abiertos, México, McGraw Hill, 1988.

García F.M, Maza J.A., Morfología de ríos. Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1996.

García, P.J., Modelos reducidos, Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. Ingenieros de caminos, canales y puertos, España, 2013.

Gardea, H., Hidráulica de canales, México, Facultad de Ingeniería, 1995.

Gary W.B., Stanford, G., Sediment Transport Modeling in HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers, 2005.

Hamzeh H.A., Zaradehdasht, E., Evaluation of HEC-RAS Ability in Erosion and Sediment Transport Forecasting, World Applied Sciences Journal, 2012.

Holiday, C.P., Rasmussen, T.C., Miller, W.P., Establishing the relationship between turbidity and total suspended sediment concentration, 2003.

Julien, P.Y., River Mechanics, Cambridge University Press, 2002.

Molina, C.J., Ledezma, F., Vauchel, P., Estudio del río madera: remanso hidráulico y sedimentación.

Nania, L.S., Molero, E. Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1, Universidad de Granada, Área de ingeniería hidráulica y Área de urbanismo y ordenación del territorio, Granada, 2007.

Niño, Y., Hidráulica fluvial y transporte de sedimentos, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, 2004.

- Novak P., Moffat A.I.B., Malluri C., Narayan R., Hydraulics structures, 2005.
- Pérez, G.B., Ingeniería de ríos, México, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2015.
- Sotelo, A. G., Hidráulica General Volumen 1 Fundamentos, Limusa, 1977.
- Sotelo, A. G., Hidráulica II, México, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2001.
- Sotelo, A. G., Hidráulica de canales, México, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2002.
- Streeter, V.L., Benjamin, W.E., Bedford, K. W., Mecánica de fluidos, Mc Graw Hill, 2000.
- Sturm, T., Open Channel Hydraulics, Mc Graw Hill, 2001.
- Van Rijn, L. C. Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas, Aqua publications, 1993.
- Vergara, M.A., Técnicas de modelación en hidráulica, México, Alfaomega, 1993.
- Vide., J.P., Ingeniería de ríos, Alfaomega, 2003.
- Wilcock, P. R., Toward Practical Method for Estimating Sediment-Transport rates in Gravel Bed Rivers, Earth Surface processes and Landforms, 2001

REFERENCIAS

Coutiño R.L., Álvarez, C.I.J., Reyes.S.F., Análisis de los resultados provenientes de la construcción y ensayo en el modelo hidráulico a escala de la presa y obras anexas del proyecto hidroeléctrico Paute-Cardenillo, Comisión Federal de Electricidad, 2016.

García F.M., Maza J.A., Origen y propiedades de los sedimentos. Capítulo 7 del Manual de Ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1994.

García F.M, Maza J.A., Transporte de sedimentos. Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1994.

Gracia, S. J., Sedimentación en embalses. Capítulo 18 del Manual de Ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Gracia, S.J., Luna, B.J.C., Osnaya, R.J., Estudios complementarios en materia de políticas de operación, diagnóstico de zonas costeras, transporte de sedimentos y manejo de cuenca, del proyecto hidroeléctrico Las Cruces, Nayarit (2da etapa). Informe final modelos físicos, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 2016.

Gracia, S.J., Osnaya, R. J., Carrizosa, E. E., Ortiz, M.V.M., Capítulo 16. Sedimentación en embalses y desarenadores, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 2015.

Maza, J.A., Modelo fluviales, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Morris, G.L., Fan, J., Reservoir sedimentation handbook, New York, McGraw-Hill, 2009.

U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic engineering center. HEC-RAS, River Analysis System. Hydraulic Reference manual. Version 5.0, 2016.

U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic engineering center. HEC-RAS, River Analysis System. User's manual. Version 5.0, 2016.

APÉNDICE A

Vertedor Rectangular Modelo Delta. Prueba Arena Azul $Q = \text{cte}$.

Escala = 1: 135
Distorsión = 6.0
B = 4.0 m
b = 1.0 m
W = 4.0 m
 $\Delta h = 2.25 \text{ mm}$
TARA = 19.890 cm

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2}$$

$$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{b}{B} \right)^2}{1000h + 1.6} \right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h+W} \right)^2 \right]$$

h		μ	Qmod m ³ /s	Qprot m ³ /s	Limnmetro cm
cm	m				
17.875	0.1788	0.59939037	0.1338	1927.28	2.015
18.100	0.1810	0.59915617	0.1362	1963.02	1.790
18.325	0.1833	0.59892766	0.1387	1998.97	1.565
18.550	0.1855	0.59870466	0.1412	2035.14	1.340
18.775	0.1878	0.59848695	0.1438	2071.53	1.115
19.000	0.1900	0.59827435	0.1463	2108.13	0.890
19.225	0.1923	0.59806669	0.1489	2144.94	0.665
19.450	0.1945	0.59786380	0.1514	2181.96	0.440
19.675	0.1968	0.59766551	0.1540	2219.20	0.215
19.900	0.1990	0.59747167	0.1566	2256.64	-0.010
20.125	0.2013	0.59728212	0.1592	2294.29	-0.235
20.350	0.2035	0.59709674	0.1619	2332.15	-0.460
20.575	0.2058	0.59691538	0.1645	2370.22	-0.685
20.800	0.2080	0.59673791	0.1672	2408.49	-0.910
21.025	0.2103	0.59656421	0.1698	2446.96	-1.135
21.250	0.2125	0.59639417	0.1725	2485.64	-1.360
21.475	0.2148	0.59622766	0.1752	2524.51	-1.585
21.700	0.2170	0.59606458	0.1779	2563.59	-1.810
21.925	0.2193	0.59590482	0.1807	2602.87	-2.035
22.150	0.2215	0.59574828	0.1834	2642.34	-2.260
22.375	0.2238	0.59559487	0.1861	2682.02	-2.485
22.600	0.2260	0.59544449	0.1889	2721.88	-2.710
20.686	0.2069	0.59682768	0.1658	2389.00	-0.796
			165.8092	LPS	

Vertedor Rectangular Modelo Delta. Prueba Arena Negra Q=cte.

Escala = 1: 135
Distorsión = 6.0
B = 4.0 m
b = 1.0 m
W = 4.0 m
Δh = 2.25 mm
TARA = 19.890 cm

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2}$$

$$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{b}{B} \right)^2}{1000h + 1.6} \right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h+W} \right)^2 \right]$$

h		μ	Qmod m³/s	Qprot m³/s	Limnmetro cm
cm	m				
17.200	0.1720	0.60012941	0.1264	1821.39	2.690
17.425	0.1743	0.59987676	0.1288	1856.47	2.465
17.650	0.1765	0.59963049	0.1313	1891.76	2.240
17.875	0.1788	0.59939037	0.1338	1927.28	2.015
18.100	0.1810	0.59915617	0.1362	1963.02	1.790
18.325	0.1833	0.59892766	0.1387	1998.97	1.565
18.550	0.1855	0.59870466	0.1412	2035.14	1.340
18.775	0.1878	0.59848695	0.1438	2071.53	1.115
19.000	0.1900	0.59827435	0.1463	2108.13	0.890
19.225	0.1923	0.59806669	0.1489	2144.94	0.665
19.450	0.1945	0.59786380	0.1514	2181.96	0.440
19.675	0.1968	0.59766551	0.1540	2219.20	0.215
19.900	0.1990	0.59747167	0.1566	2256.64	-0.010
20.125	0.2013	0.59728212	0.1592	2294.29	-0.235
20.350	0.2035	0.59709674	0.1619	2332.15	-0.460
20.575	0.2058	0.59691538	0.1645	2370.22	-0.685
20.800	0.2080	0.59673791	0.1672	2408.49	-0.910
21.025	0.2103	0.59656421	0.1698	2446.96	-1.135
21.250	0.2125	0.59639417	0.1725	2485.64	-1.360
21.475	0.2148	0.59622766	0.1752	2524.51	-1.585
21.700	0.2170	0.59606458	0.1779	2563.59	-1.810
21.925	0.2193	0.59590482	0.1807	2602.87	-2.035
22.150	0.2215	0.59574828	0.1834	2642.34	-2.260
22.375	0.2238	0.59559487	0.1861	2682.02	-2.485
22.600	0.2260	0.59544449	0.1889	2721.88	-2.710
19.438	0.1944	0.59787441	0.1513	2180.00	0.452
			151.3035	LPS	