

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA

**FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS,
FÍSICAS Y NATURALES**

**Práctica Supervisada: Aporte de sedimentos en
Modelo Físico “Los Molinos”.**

Alejandro Marassa



2013





AGRADECIMIENTOS:

- ✚ A mi familia que me apoyo durante toda la carrera.
- ✚ A mis amigos y familiares.
- ✚ Al grupo de trabajo del modelo físico “Los Molinos” con el que ensayamos todo lo expuesto en este trabajo.
- ✚ Al Centro de Estudios y Tecnología del Agua que me permitió realizar la práctica supervisada en sus instalaciones.



INDICE DE CONTENIDOS

1	MARCO REFERENCIAL DEL TRABAJO.....	12
1.1	Introducción.	12
1.2	Localización y descripción del dique Los Molinos.....	12
1.3	Problemática del dique Los Molinos.	14
1.4	Modelo físico “Los Molinos”.....	16
1.5	Descripción del modelo Físico “Los Molinos”.....	16
1.6	Metodología de ensayo.	22
1.6.1	Actividades a realizar el día anterior al ensayo.....	22
1.6.2	Actividades a realizar durante el ensayo	22
1.6.3	Actividades a realizar durante el proceso de apagado del modelo.....	23
1.7	Objetivos generales del Modelo Físico “Los Molinos”.....	23
1.8	Objetivos específicos de la Práctica Supervisada.	23
1.9	Hidrogramas de diseño.....	24
2	POLITICAS DE OPERACIÓN DE APERTURA DE COMPUERTAS EN EL DIQUE “LOS MOLINOS”	25
2.1	Esperar la crecida con compuertas cerradas (Política I).....	25
2.2	Esperar la crecida con compuertas abiertas (Política II).	29
3	INTRODUCCION AL PROCESO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.	32
3.1	Cálculo de la tensión de corte de fondo.....	32
3.2	Condiciones críticas para la iniciación del movimiento.	33
3.3	Tipos de transporte de sedimentos.	35
4	PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.	36
4.1	Tamaño de las partículas.	36
4.2	Formas de las partículas.	37
4.3	Peso específico de las partículas (γ_s).....	38
4.4	Distribución granulométrica.	38
5	METODOS APLICADOS PARA EL ESTUDIO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS. 38	
5.1	Ecuación de Meyer –Peter y Müller.	39
5.2	Ecuación de Du Boys –Straub.....	40
5.3	Ecuación de Einstein – Brown.	41



6	CARACTERIZACION DE LOS PARÁMETROS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO EN EL MODELO FÍSICO.....	42
6.1	Parámetros del cauce:	42
6.1.1	Radio Hidráulico.....	43
6.1.1.1	Rio Reyes.	45
6.1.1.2	Rio Grande.....	50
6.1.2	Ancho del cauce "b".....	55
6.1.2.1	Rio Reyes.	56
6.1.2.2	Rio Grande.....	56
6.1.3	Pendiente longitudinal del cauce.	56
6.1.3.1	Rio Reyes.	57
6.1.3.2	Rio Grande.....	57
6.2	Parámetros del sedimento.	58
6.2.1	Granulometría.	58
6.2.2	Peso específico.	59
7	COMPARACION DE LAS FORMULAS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO PROPUESTAS.....	59
7.1.1	Rio Reyes	60
7.1.2	Rio Grande.....	60
7.2	Selección de la formula de transporte a aplicar.	62
7.2.1	Política I (esperar la crecida con las compuertas cerradas).	62
7.2.1.1	Ensayo sin aporte de sedimentos.	62
7.2.1.2	Calculo del volumen de sedimentos.	64
7.2.1.2.1	Fórmula de Meyer Peter – Muller.....	64
7.2.1.2.2	Fórmula de Du Boys – Straub.....	65
7.2.1.2.3	Fórmula de Einstein - Brown.....	66
7.2.2	Política II (esperar la crecida con las compuertas abiertas).	66
7.2.2.1	Ensayo sin aporte de sedimentos.	66
7.2.2.2	Cálculo del volumen de sedimentos.	68
7.2.2.2.1	Fórmula de Meyer Peter – Muller.....	68
7.2.2.2.2	Fórmula de Du Boys – Straub.....	69
7.2.2.2.3	Fórmula de Einstein - Brown.....	70
7.2.3	Comparación y selección de la formula a aplicar.	71
8	PROCEDIMIENTOS DE APERTURA DE COMPUERTAS CON APORTE DE SEDIMENTOS.....	72
8.1	Esperar la crecida con compuertas cerradas (Política I)	72



8.1.1	Análisis y resultados.....	75
8.2	Esperar la crecida con compuertas abiertas (Política II).	79
8.2.1	Análisis y resultados.....	81
9	VALIDEZ DEL MODELO FISICO “LOS MOLINOS” COMO MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	84
9.1	Análisis del transporte de sedimentos en el Rio Reyes.	89
9.1.1	A escala del Prototipo.	89
9.1.2	A escala del Modelo.....	90
9.1.3	Posible solución para aproximarse a un modelo de transporte de sedimentos. .	91
9.1.4	Grafico y análisis.....	91
9.2	Análisis de transporte de sedimentos en el Rio Grande.	92
9.2.1	A escala de Prototipo.	92
9.2.2	A escala del Modelo.....	93
9.2.3	Posible solución para aproximarse a un modelo de transporte de sedimentos. .	94
9.2.4	Grafico y análisis.....	95
10	CONCLUSIONES.	97
10.1	Conclusiones del Trabajo.....	97
10.2	Conclusiones personales sobre la Práctica Supervisada.	97
11	BIBLIOGRAFIA.....	98

INDICE DE FIGURAS.

Figura 1: Ubicación del dique Los Molinos.....	12
Figura 2: Partes del dique “Los Molinos” Jujuy.	13
Figura 3: Imagen aérea tomada durante una crecida el día 22 de Enero de 2013.....	14
Figura 4: Tarquinamiento del dique.....	14
Figura 5: Erosión local al pie de las estructuras de descarga.....	15
Figura 6: Erosión en el perfil del vertedero del Dique Fijo (DF).....	15
Figura 7: Problema en los sellos del Dique Móvil (DM).	16
Figura 8: Modelo Físico “Los Molinos”.....	17
Figura 9: Cámara de aforo del modelo físico.	18
Figura 10: Corte y vista en planta de las cámaras de aforo del modelo físico.....	18
Figura 11: Cámara de carga del rio Reyes.	19
Figura 12: Cámara de ingreso del Rio Grade.....	19
Figura 13: Obra de cierre (Dique Los Molinos).	20
Figura 14: Compuerta rebatible.	20
Figura 15: Tanque Volumétrico.....	21
Figura 16: Desarenador.	21
Figura 17: Esquema en planta del recorrido del agua en el modelo.	22
Figura 18: Hidrogramas medios anuales del rio Reyes, Grande y TOTAL.	25
Figura 19: Primera etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.	26
Figura 20: Tercera etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.....	27
Figura 21: Cuarta etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.	28
Figura 22: cuarta etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.....	28
Figura 23: Primera etapa Política II.	29
Figura 24: Segunda etapa Política II.	30
Figura 25: Tercera etapa Política II.....	30
Figura 26: Cuarta etapa Política II.	31
Figura 27: Quinta etapa Política II.....	31
Figura 28: Sexta etapa Política II.	32
Figura 29: Equilibrio de Fuerzas actuando en un tramo del cauce.....	33
Figura 30: Diagrama de Shields.	35
Figura 31: Dimensiones Triaxiales de una partícula.....	37
Figura 32: Factor de Redondez de una partícula.	37
Figura 33: Caudal sólido efectivo transportado.	39
Figura 34: Modelo Físico en planta.	43
Figura 35: Medición de la superficie del cauce y del agua mediante nivel y mira.....	44
Figura 36: Medición de la superficie del cauce mediante mira y nivel.....	45
Figura 37: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 249 m ³ /s.....	46
Figura 38: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 210 m ³ /s.....	47
Figura 39: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 152 m ³ /s.....	47
Figura 40: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 99 m ³ /s.....	48
Figura 41: Grafico Caudal prototipo Vs Radio Hidráulico Modelo Rio Reyes.....	49
Figura 42: Radio hidráulico vs Tirante en el prototipo. Rio Reyes.	49
Figura 43: Perfil del cauce para diversos caudales en el Rio Reyes.	50
Figura 44: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 717 m ³ /s.	51
Figura 45: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 486 m ³ /s.	52



Figura 46: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 401 m ³ /s.	52
Figura 47: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 313 m ³ /s.	53
Figura 48: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 210 m ³ /s.	54
Figura 49: Grafico Caudal prototipo Vs Radio Hidráulico Modelo Rio Grande.	54
Figura 50: Radio hidráulico vs Tirante en el prototipo. Rio Grande.	55
Figura 51: Perfil del cauce para diversos caudales en el Rio Grande.	55
Figura 52: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal. Rio Reyes.	56
Figura 53: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal. Rio Grande.	56
Figura 54: Pendiente longitudinal del Rio Reyes.	57
Figura 55: Pendiente longitudinal del Rio Grande.	58
Figura 56: Curva granulométrica del sedimento en el modelo.	58
Figura 57: Medición del peso específico del sedimento.	59
Figura 58: Comparación de la formulas de transporte para el Rio Reyes.	60
Figura 59: Comparación de la formulas de transporte para el Rio Grande.	61
Figura 60: Tolva de arena.	62
Figura 61: Superficie obtenida durante el ensayo de las políticas de apertura I.	63
Figura 62: Grafico en Surfer de la superficie obtenida durante la crecida aplicando las políticas de operación I.	63
Figura 63: Grafico en Surfer de la superficie obtenida durante la crecida aplicando las políticas de operación II.	67
Figura 64: Hidrograma medio anual utilizo en la Política I.	73
Figura 65: Flujograma para el hidrograma de la Figura 64.	73
Figura 66: Medición volumen arena arrojado en cada rio.	74
Figura 67: Arrojado del sedimento en el Rio Grande para la política de apertura II.	75
Figura 68: Relevamiento de la superficie con aporte de sedimentos una vez aplicada la Política de aperturas I.	75
Figura 69: Superficie final obtenida al aplicar la política de manejo I.	76
Figura 70: Superficie digital del modelo aplicando las políticas de apertura I.	76
Figura 71: Ubicación de los perfiles relevados.	77
Figura 72: Perfil 1 política I.	77
Figura 73: Perfil 2 política I.	78
Figura 74: Perfil 3 política I.	78
Figura 75: Perfil 4 política I.	79
Figura 76 Hidrograma medio anual utilizo en la Política II.	80
Figura 77: Flujograma para el hidrograma de la Figura 76.	80
Figura 78: Superficie final obtenida al aplicar la política de manejo II.	81
Figura 79: Superficie digital del modelo aplicando las políticas de apertura II.	82
Figura 80: Perfil 1 política II.	82
Figura 81: Perfil 2 política II.	83
Figura 82: Perfil 3 política II.	83
Figura 83: Perfil 4 política II.	83
Figura 84: Variación del diámetro del sedimento en el modelo respecto a la escala.	88
Figura 85; Variación del peso específico del sedimento en el modelo respecto a la escala.	89
Figura 86: Valores de τ^* y Re_* del rio Reyes para el Modelo, Prototipo y posible solución.	92
Figura 87: Valores de τ^* y Re_* del rio Grande para el Modelo, Prototipo y posible solución.	96



INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resumen del orden de aperturas de compuertas para la política I.	29
Tabla 2: Batimetría Rio Reyes.....	45
Tabla 3: Superficie del agua del Rio Reyes para 249 m ³ /s.	46
Tabla 4: Superficie del agua del Rio Reyes para 210 m ³ /s.	46
Tabla 5: Superficie del agua del Rio Reyes para 152 m ³ /s.	47
Tabla 6: Superficie del agua del Rio Reyes para 99 m ³ /s.	48
Tabla 7: Tabla resumen Caudales Vs R prototipo Rio Reyes.	48
Tabla 8: Comparación Radio Hidráulico Vs Tirante promedio en el Rio Reyes.....	49
Tabla 9: Batimetría Rio Grande.	51
Tabla 10: Superficie del agua del Rio Grande para 717 m ³ /s.....	51
Tabla 11: Superficie del agua del Rio Grande para 486 m ³ /s.....	51
Tabla 12: Superficie del agua del Rio Grande para 401 m ³ /s.....	52
Tabla 13: Superficie del agua del Rio Grande para 313 m ³ /s.....	53
Tabla 14: Superficie del agua del Rio Grande para 210 m ³ /s.....	53
Tabla 15: Tabla resumen Caudales Vs R prototipo Rio Grande.	54
Tabla 16: Comparación Radio Hidráulico Vs Tirante promedio Rio Grande.	55
Tabla 17: Pendiente longitudinal del Rio Reyes.	57
Tabla 18: Pendiente longitudinal del Rio Grande.	57
Tabla 19: Granulometría del sedimento en el modelo.	58
Tabla 20: Comparación de la formulas de transporte para el Rio Reyes.....	60
Tabla 21: Comparación de la formulas de transporte para el Rio Grande.	61
Tabla 22: Caudales utilizados en la modelación de la Política I.	63
Tabla 23: Volumen de sedimentos transportados para las políticas de operación I.	64
Tabla 24: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Meyer – Peter según las políticas de manejo de compuertas I.....	64
Tabla 25: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Meyer – Peter según las políticas de manejo de compuertas I.....	65
Tabla 26: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Du Boys - Straub según las políticas de manejo de compuertas I.....	65
Tabla 27: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Du Boys - Straub según las políticas de manejo de compuertas I.....	65
Tabla 28: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Einstein – Brown según las políticas de manejo de compuertas I.....	66
Tabla 29: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Einstein – Brown según las políticas de manejo de compuertas I.....	66
Tabla 30: Caudales utilizados en la modelación de la Política II.	67
Tabla 31: Volumen de sedimentos transportados para las políticas de operación II.	68
Tabla 32: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Meyer Peter - Muller según las políticas de manejo de compuertas II.....	68
Tabla 33: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Meyer Peter - Muller según las políticas de manejo de compuertas II.....	69
Tabla 34: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Du Boys – Straub según las políticas de manejo de compuertas II.....	69
Tabla 35: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Du Boys – Straub según las políticas de manejo de compuertas II.....	70



Tabla 36: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Einstein - Brown según las políticas de manejo de compuertas II.....	70
Tabla 37: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Einstein - Brown según las políticas de manejo de compuertas II.....	71
Tabla 38: Tabla resumen transporte de sedimentos Política I.....	71
Tabla 39: Tabla resumen transporte de sedimentos Política II.....	71
Tabla 40: Aporte de sedimento según la Política I.....	72
Tabla 41: Volumen de sedimento arrojado en cada instante de tiempo para la Política I.....	74
Tabla 42: Aporte de sedimento según la Política II.....	79
Tabla 43: Volumen de sedimento arrojado en cada instante de tiempo para la Política II.....	81
Tabla 44: Variación de "d" y de "γ _s " para diferentes escalas del modelo.....	88
Tabla 45: Variación de τ* y Re* en el Prototipo para diversos tirantes del rio Reyes.....	90
Tabla 46 Variación de τ* y Re* en el Modelo para diversos tirantes del rio Reyes.....	90
Tabla 47: Variación de τ* y Re* del rio Reyes para los valores de d y Y _s propuestos.	91
Tabla 48: Variación de τ* y Re* en el Prototipo para diversos tirantes del rio Grande.	93
Tabla 49: Variación de τ* y Re* en el Modelo para diversos tirantes del rio Grande.	94
Tabla 50: Variación de τ* y Re* del rio Grande para los valores de d y Y _s propuestos.....	95



TABLA DE SIMBOLOS

- A** = Área mojada de la sección. (m^2)
P = Perímetro mojado de la sección. (m)
R = Radio Hidráulico de la sección. (m)
So = Pendiente de la sección.
n = Rugosidad de Manning de la sección.
d = Diámetro del sedimento. (m)
 γ_s = Peso específico del sedimento. (kg/m^3)
 γ = Peso específico sumergido. (kg/m^3)
 d_{50} = Diámetro del tamiz que retiene el 50 % del material de muestra. (m)
 Δ = Peso específico sumergido relativo.
g = Aceleración de la gravedad. ($9.81 m/s^2$)
 γ = Peso específico del agua. ($1000 kgf/m^3$)
 ρ = Densidad del agua. ($1000 kg/m^3$).
 ν = Viscosidad cinemática del agua. ($1 \times 10^{-6} m^2/s$).
 τ_0 = Tensión media de corte sobre el fondo. (kg/m^2)
 τ_c = Tensión de corte crítica sobre el fondo. (kg/m^2)
 Re_* = Numero de Reynolds de la partícula.
 τ^* = Numero de Froude de la Partícula o tensión de corte adimensional.
 V_* = Velocidad de corte.
Gb = Caudal solido. (Kg/s)
 Φ = Parámetro de caudal solido adimensional.
 ψ = intensidad de flujo.
 F_1 = Intensidad del transporte.

1 MARCO REFERENCIAL DEL TRABAJO.

1.1 Introducción.

En el presente trabajo se modelarán las políticas de operación del Dique los Molinos durante las crecidas con aportes de sedimentos. Se busca validar las metodologías de operación bajo condiciones más reales ya que en la realidad los ríos transportan y acarrean un volumen sólido que produce efectos al llegar a un dique, como el tarquinamiento.

Para ello se utilizó el modelo físico "Los Molinos" construido en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica de la UNC.

Se comienza explicando la problemática del dique y su ubicación, llegando a las políticas de operación ya establecidas. Se realiza una breve explicación del fenómeno de transporte de sedimentos y las variables que lo afectan. Luego se mostrarán y analizarán los resultados de los ensayos comparando con el caso en donde no existe aporte de sedimentos. Al final se analizará si los resultados obtenidos durante el ensayo son representativos del prototipo.

1.2 Localización y descripción del dique Los Molinos.

El dique Los Molinos está ubicado en la provincia de Jujuy a pocos kilómetros de su capital, San Salvador de Jujuy. Se encuentra sobre el Río Grande y aproximadamente a 3Km aguas abajo de la confluencia de este con el Río Reyes. En la imagen satelital (**Figura 1**) se puede observar la ubicación del mismo.

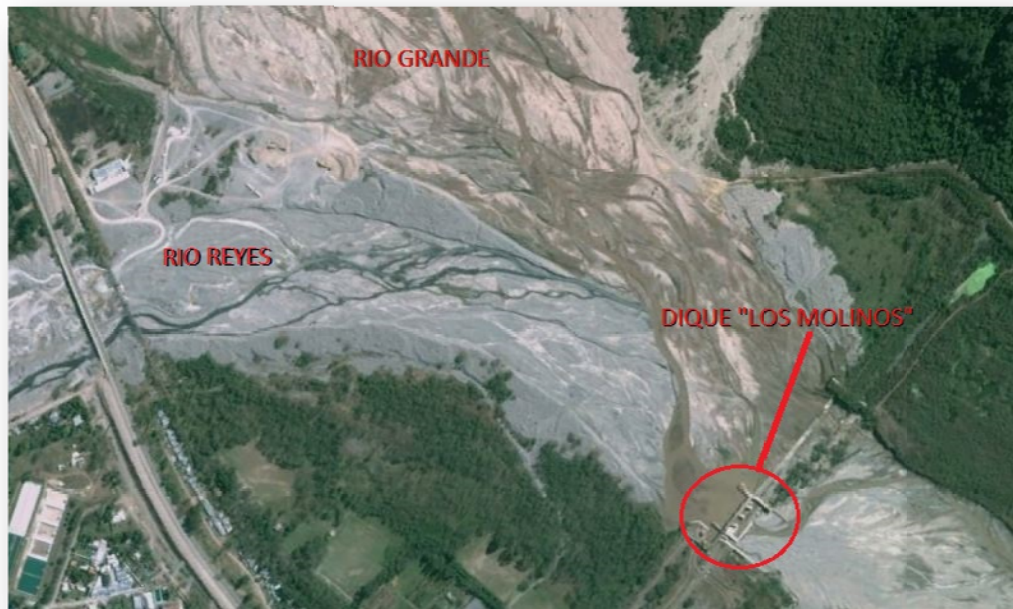


Figura 1: Ubicación del dique Los Molinos

El objetivo del dique es principalmente proporcionar una derivación de agua para riego mediante un canal el cual alimenta el dique "Las Maderas" y "La Ciénaga". Para ello se puede derivar hasta un máximo de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ a través de una toma de agua ubicada sobre la margen derecha del dique.

El conjunto de la obra de presa está constituido, desde margen izquierda a margen derecha (**Figura 2**), por:

- ✚ Terraplén de materiales sueltos sobre margen izquierda de 340 metros de longitud y 13 metros de altura (TMI).
- ✚ Una obra principal de 280 metros de longitud, formada por tres partes:
 1. Un Dique Fijo (DF), de perfil a lámina adherente, de 200 metros de longitud, con una cota de umbral de 1373 msnm.
 2. Un dique Móvil (DM) de 70 metros de longitud, integrado por cuatro vanos de 15 metros de longitud cada uno, con umbrales a cota 1369 msnm. Los vanos pueden ser cerrador por compuertas de sector de 3 metros de radio.
 3. Un Canal Moderador (CM) de 10 metros de ancho, cuya cota de umbral es 1365,4 msnm.
- ✚ Una obra de toma, ubicada sobre la margen derecha de la presa, unos pocos metros antes de la entrada del Canal Moderador (CM).
- ✚ Un terraplén de materiales sueltos sobre margen derecha (TMD), de 440 metros de longitud y 12 metros de altura.

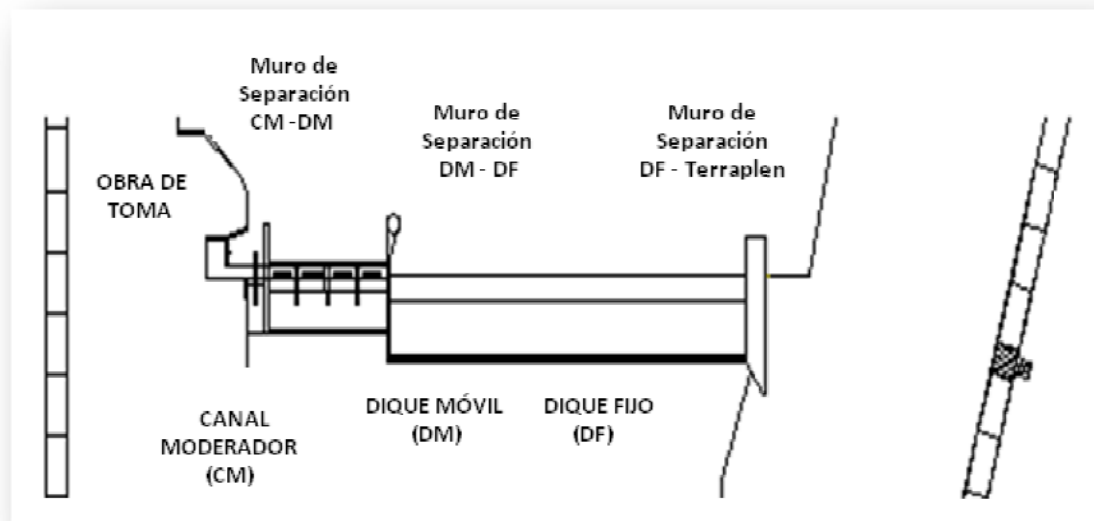


Figura 2: Partes del dique "Los Molinos" Jujuy.

En la **Figura 3** se puede observar la estructura de descarga (DF) evacuando los excedentes durante una crecida.



Figura 3: Imagen aérea tomada durante una crecida el día 22 de Enero de 2013.

1.3 Problemática del dique Los Molinos.

Se distinguen cuatros problemas en el dique:

1. Debido al gran aporte de sedimentos provenientes de la cuenca y del cauce de los ríos Reyes y Grande el dique comenzó un proceso de tarquinamiento y colmatación de sedimentos. En la **Figura 4** se puede observar como el sedimento se fue depositando aguas arriba de las estructuras de descarga hasta llegar a la cota del labio del vertedero (DF).



Figura 4: Tarquinamiento del dique.

2. Se puede observar una erosión generalizada aguas abajo del dique además de una importante erosión local al pie de las estructuras de descarga. En la **Figura 5** se puede observar cómo se fue erosionando el pie del canal moderador (CM) debido a la gran velocidad de salida del agua por dicha estructura y a la falta de una protección adecuada.



Figura 5: Erosión local al pie de las estructuras de descarga.

3. Debido al problema de colmatación del dique muchos sedimentos gruesos atraviesan el mismo, pasando por los vertederos y produciendo su erosión. En la **Figura 6** se puede observar que la erosión del dique fijo es de tal magnitud que llegó a dejar expuestas las armaduras del mismo.



Figura 6: Erosión en el perfil del vertedero del Dique Fijo (DF)

4. La falta de mantenimiento en las compuertas del Dique Móvil (DM) y en los descargadores de fondo del Canal Moderador (CM) llevaron a que los mismos funcionen inadecuadamente produciendo un mal manejo en el funcionamiento del dique en su conjunto. Esto llevo a que el sedimento se acumule y a tener que realizar intervenciones sobre el cauce del rio mediante retroexcavadoras para poder mantener la funcionalidad de las obras de toma de agua hacia el canal derivador. En **Figura 7** se puede ver la falta de mantenimiento en las compuertas del Dique Móvil.



Figura 7: Problema en los sellos del Dique Móvil (DM).

1.4 Modelo físico “Los Molinos”.

Debido a los problemas antes mencionados se propuso la reparación y refuncionalización del mismo a cargo de la empresa Benito Roggio e Hijos S.A. Mediante este marco se le encargo al Laboratorio de Hidráulica de la UNC la construcción de un modelo del dique a escala 1:65 para estudiar el funcionamiento del mismo.

1.5 Descripción del modelo Físico “Los Molinos”.

El modelo construido en el Laboratorio de Hidráulica es un modelo tridimensional no distorsionado, con similitud de Froude, esto es, las fuerzas que gobiernan el flujo a pelo libre son las gravitacionales, siendo preponderantes por sobre las viscosas, las de capilaridad, las elásticas, etc.

El modelo se construyó en escala 1:65 no distorsionada, seleccionada en función del espacio disponible en el predio del Laboratorio de Hidráulica, de las instalaciones de bombeo y de los efectos de escala.

El modelo se encuentra emplazado en la parte posterior del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, y ocupa una superficie modelada de 258 m², que en prototipo representa un área total de 1,10 km². En la **Figura 8** se puede observar el modelo físico.

El modelo físico representa todas las estructuras presentes en el cuerpo de la presa, incluyendo entre otras, los cierres y las tres estructuras de control (presa móvil, presa fija, y canal moderador), conjuntamente con sus respectivos órganos de regulación (compuerta radial, compuerta plana, etc.)

Aguas arriba, el dominio de análisis del modelo físico se extiende a través de un desarrollo longitudinal, tanto sobre el río Grande como sobre el río Reyes, representando el cauce hasta unos 1.000 m aguas arriba de la presa, de modo tal que asegure la correcta representación de los parámetros hidrodinámicos, hidráulicos y sedimentológicos que afectan al comportamiento y desempeño de las estructuras a analizar.

La longitud representada aguas abajo del cuerpo de la presa (500 m en prototipo) se ha definido de tal forma que las condiciones de borde no afecten los procesos hidráulicos y sedimentológicos bajo estudio.



Figura 8: Modelo Físico "Los Molinos".

Los elementos que componen del modelo en orden por donde circula el agua son:

- ✚ **Cisterna:** se encuentra dentro de las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica, es de forma anular y tiene una capacidad de almacenamiento de 65 m^3 .
- ✚ **Bombas tipo flight:** el laboratorio posee dos bombas, de tipo centrífuga y sumergible; tienen una capacidad teórica de bombeo de 70 l/s . cada una, y con una altura de carga de 2 metros.
- ✚ **Cámaras de Aforo:** ubicadas en el exterior, tienen la función de medir los caudales que circulan en los ríos de los modelos (Río Reyes y Río Grande). En la **Figura 9** se puede observar el vertedero triangular que nos permite regular el caudal que circulara por cada río.

En la **Figura 10** se puede observar un diagrama en planeta de las cámaras de aforo y un corte esquemático de las mismas.



Figura 9: Cámara de aforo del modelo físico.

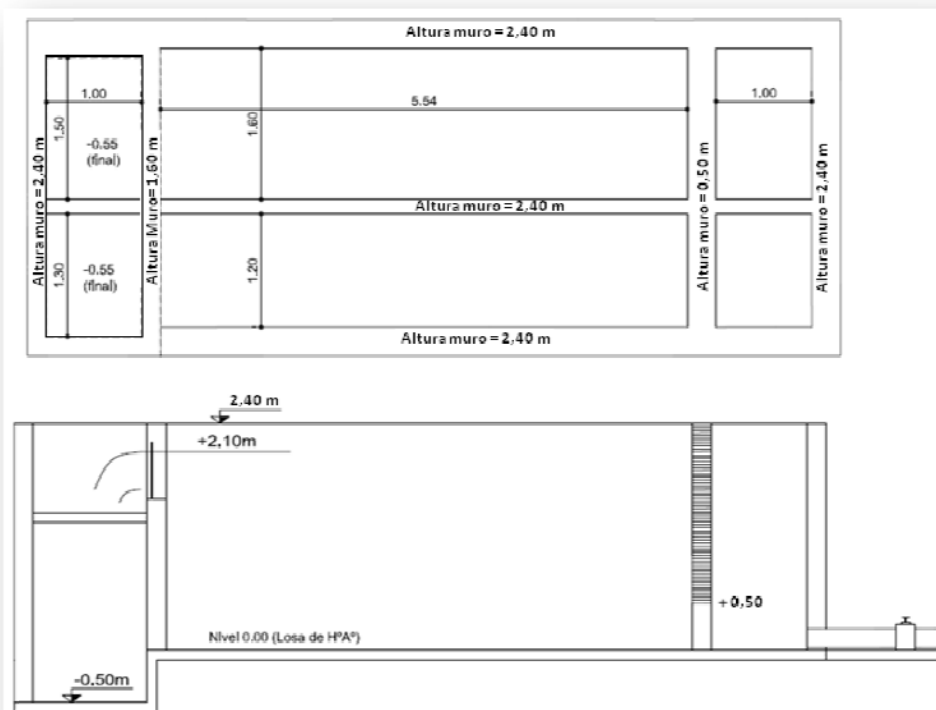


Figura 10: Corte y vista en planta de las cámaras de aforo del modelo físico.

- ✚ **Cámara de Carga:** Los elementos antes mencionados sirven tanto para el modelo bajo estudio como para el modelo del río Suquía que está dispuesto al lado. Para seleccionar hacia cual de los dos modelos se dirigirá el agua se construyó estas cámaras que permiten derivar el caudal mediante compuertas.

En la **Figura 11** se puede observar la cámara de carga del río Reyes. Mediante la compuerta que se observa se puede derivar el caudal hacia el modelo del río Suquía si dicha compuerta está abierta o alimentar al río Reyes al estar cerrada.



Figura 11: Cámara de carga del río Reyes.

- ✚ **Cámara de Ingreso:** están dispuestas en el extremo aguas arriba de los ríos Grande y Reyes. Su función es la de aquietar y distribuir el agua linealmente que proviene de las cámaras de carga, para simular las condiciones hidrológicas reales (Ver **Figura 12**).



Figura 12: Cámara de ingreso del Río Grande.

- ✚ **Obra de Cierre:** está constituida por márgenes derecha e izquierda, dique fijo (DF), dique móvil (DM), canal moderador (CM) y obra de toma (ver **Figura 13**).

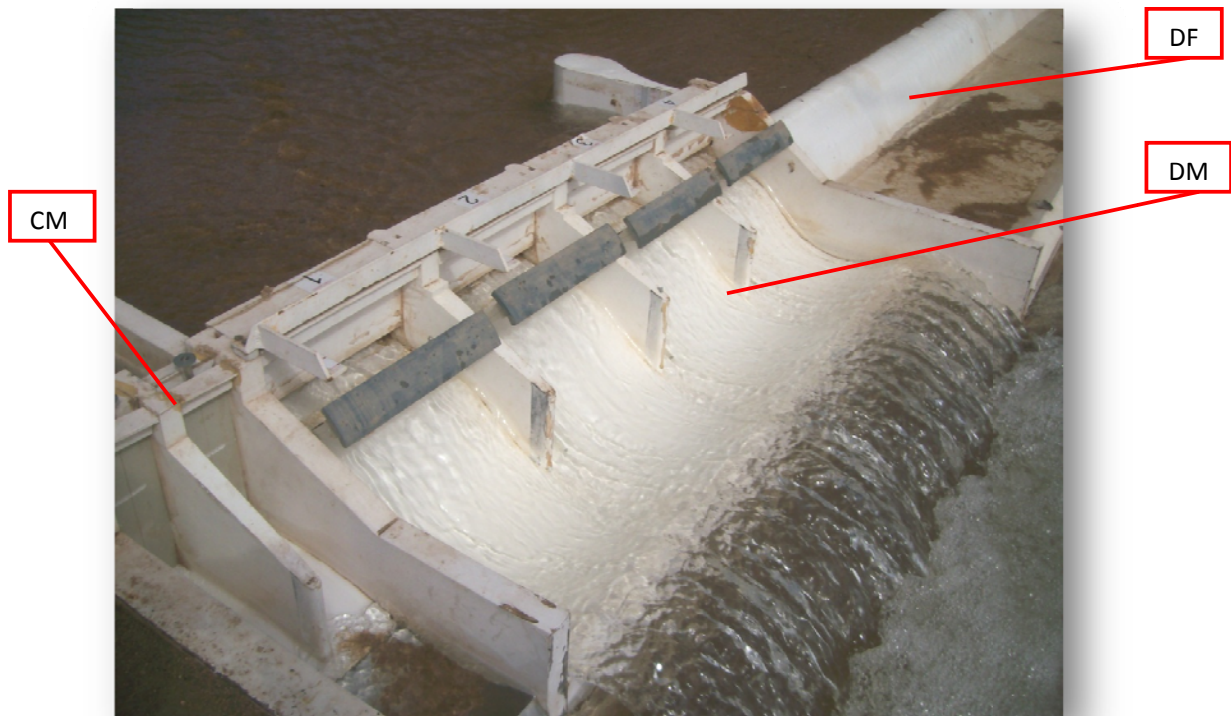


Figura 13: Obra de cierre (Dique Los Molinos).

- ✚ **Compuerta Rebatible:** se trata de una compuerta, cuya altura se regula a través de un tornillo, tiene la finalidad de simular las condiciones hidrológicas del río aguas abajo de la presa (ver **Figura 14**). En nuestro trabajo no se utilizó ya que se estudió el transporte de sedimento aguas arriba de la presa.



Figura 14: Compuerta rebatible.

- ✚ **Tanque Volumétrico:** es el recinto donde se miden caudales de egreso del modelo, como medida de control y comparación de los medidos en las cámaras de aforo (ver **Figura 15**).



Figura 15: Tanque Volumétrico.

- ✚ **Sedimentador o Desarenador:** espacio donde al agua sedimenta la arena erosionada en los tramos de fondo móvil; luego la conduce, a través del retorno, a la cisterna para luego volver a comenzar el ciclo (ver **Figura 16**).



Figura 16: Desarenador.

En la **Figura 17** se puede observar el recorrido del agua desde la cisterna hasta el desarenador y de vuelta a la misma. Las flechas celestes indican el recorrido del agua. Desde las cámaras de carga el agua se conduce hacia las cámaras de ingreso mediante tuberías enterradas que pasan por debajo del modelo físico.

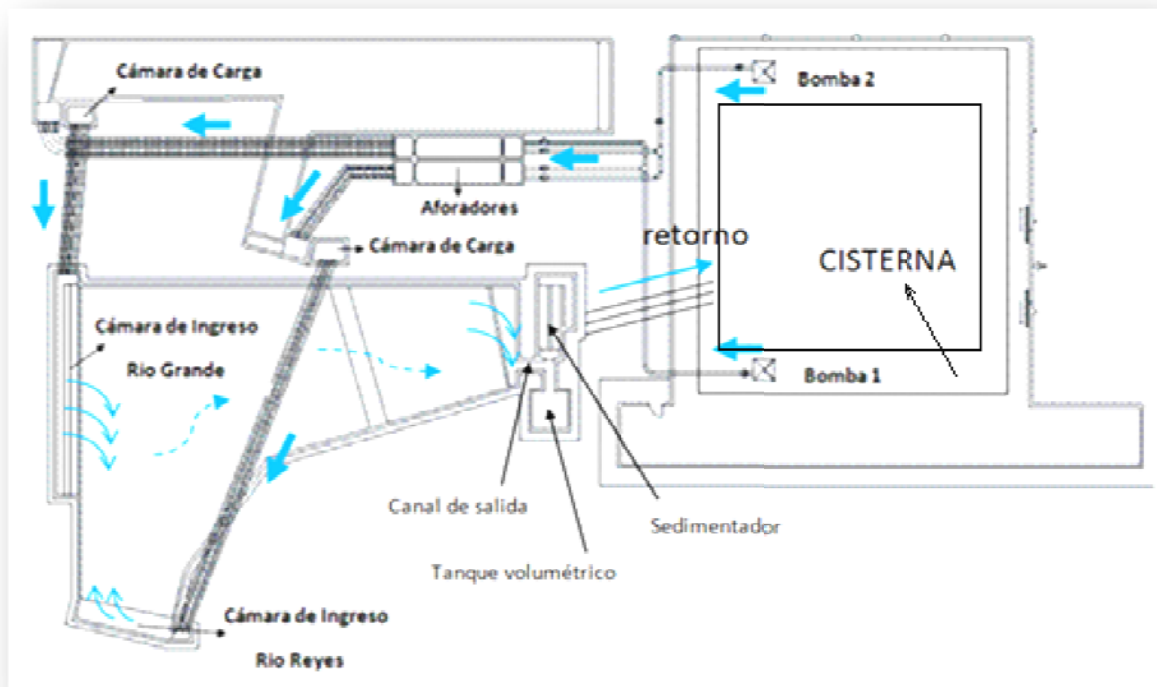


Figura 17: Esquema en planta del recorrido del agua en el modelo.

1.6 Metodología de ensayo.

1.6.1 Actividades a realizar el día anterior al ensayo

1. Verificar el nivel de cisterna (debe encontrarse en su nivel máximo).
2. Llenar tanques volumétricos (el del modelo Dique Los Molinos y el del modelo Presa Los Monos, que se encuentra en el interior del Laboratorio de Hidráulica) para asegurar el volumen de agua necesario para la operación.
3. Verificar niveles de canales de aforos, deben estar llenos.
4. Verificar cámaras de carga (se deben llenar y verificar que la configuración de las compuertas sea la indicada para su funcionamiento).
5. Verificar que las dos cámaras de ingreso estén llenas.
6. Verificar con el nivel óptico la configuración del lecho móvil aguas arriba y aguas abajo, en función de lo que se quiere medir. Más adelante se verá el procedimiento de los ensayos y cuál es el objetivo de los mismos pero se puede adelantar que para que los resultados de los diversos ensayos sean comparables entre si las condiciones iniciales deben ser las mismas. Para ello se enrasa el lecho aguas arriba a la misma cota en todos los ensayos, la cual se adoptó la del labio del Dique Fijo (DF) (1373 m/s.n.m)

1.6.2 Actividades a realizar durante el ensayo

1. Encender bombas centrífugas del laboratorio con retornos abiertos y válvulas de paso al modelo cerrado (si el caudal a ensayar en el modelo es menor a 60 l/s, se utiliza una sola bomba).

2. Empezar a abrir las válvulas de paso a las cámaras aforadoras en forma convenientemente al caudal necesario.
3. Abrir la válvula intermedia y después comenzar a cerrar el retorno (la válvula intermedia se ubican en el interior del laboratorio).
4. Abrir las dos compuertas para que el caudal fluya hacia el otro modelo (Río Suquía.)
5. Establecer los caudales requeridos en ambos aforadores regulando válvulas y retornos.
6. Cambiar configuración de compuertas en cámaras de cargas para que al agua fluya por el modelo de Los Molinos
7. Abrir la compuerta aguas abajo hacia la cisterna.
8. Realizar las mediciones requeridas en el experimento.

1.6.3 Actividades a realizar durante el proceso de apagado del modelo

1. Llenar tanque volumétrico.
2. Abrir las compuertas para que el caudal fluya hacia el otro modelo existente en el Laboratorio de Hidráulica (Río Suquía.)
3. Abrir retornos de las bombas y cerrar válvulas intermedias.
4. Cerrar válvulas de paso al modelo.
5. Apagar bombas centrífugas.
6. Bajar compuerta rebatible para desagotar región de aguas abajo; para evaluar experimentalmente la erosión.

1.7 Objetivos generales del Modelo Físico "Los Molinos".

El pliego especifica para el modelo físico distintas etapas claramente diferenciadas en sus objetivos particulares:

1. Verificar las capacidades hidráulicas de evacuación de las estructuras presentes en las obras de control conformadas por el Dique Fijo, el Dique Móvil y el Canal de limpieza o Canal moderador, definiendo sus límites operativos de descarga. Esta evaluación se llevará a cabo en todo el rango operativo de las obras.
2. Verificar las condiciones de disipación de energía, junto a las erosiones locales asociadas, que se esperan aguas abajo de las estructuras de descarga a los fines de constatar el funcionamiento de las obras previstas en el proyecto. Esta evaluación se llevará a cabo para escenarios hidrológicos de diseño.
3. Verificar y optimizar las consignas de operación de las estructuras de control, a los fines de regular los procesos hidrosedimentológicos presentes en las proximidades de la presa aguas arriba. Esta evaluación se llevará a cabo para las condiciones de flujo relevantes (descarga de las crecidas frecuentes en todo el sistema, descarga máxima en vertedero fijo y descarga máxima en vertedero móvil y descargador).

1.8 Objetivos específicos de la Práctica Supervisada.

El presente trabajo se ocupa de la tercera etapa planificada para el modelo físico, dicha etapa consta de una serie de ensayos a fondo móvil aguas arriba del dique que podemos dividir a su vez en dos partes más.



Primera parte: Se ensayara el modelo sin aporte de sedimento a fin de obtener una metodología de apertura de compuertas para los hidrogramas de crecida anuales. Dichos ensayos permiten reconocer tres aspectos fundamentales:

1. Estimar de forma cualitativa la zona de influencia hidráulica y sedimentológica debido al efecto “llamada” que producen la apertura de los órganos de descarga (vertedero móvil y descargador de fondo) del dique Los Molinos.
2. Caracterizar espacialmente los patrones hidrodinámicos del flujo en el entorno de las compuertas, así como también la evolución temporal de la batimetría aguas arriba de las obras.
3. Estimar la capacidad hidráulica y sedimentológica de evacuación de cada órgano de descarga y del conjunto.

En virtud de la respuesta observada para las distintas alternativas de operación, se proponen dos criterios de operación y manejo, los cuales quedarán plasmados a modo de política de operación y se especificaran más adelante.

Segunda parte: Específicamente el presente trabajo se centra en esta etapa, la cual consiste en validar los procedimientos de operación obtenidos anteriormente pero teniendo en cuenta el transporte de sedimentos.

Aguas arriba del dique el río acarrea un cierto volumen sólido producto de la acción erosiva del mismo. Dicho volumen sólido produce ciertos efectos que son los que se buscan cuantificar en este trabajo.

Es muy importante este trabajo ya que como se puede observar en las fotos anteriores (**Figura 4**) el volumen sólido acarreado por el río sumado a una mala política de operaciones del dique puede llevar al tarquinamento y colmatación de sedimentos del mismo.

1.9 Hidrogramas de diseño.

El hidrograma utilizado para la determinación de las políticas de operación del modelo físico “Los Molinos” fue el hidrograma medio anual. En la **Figura 18** se observa el hidrograma medio anual para el río Reyes y para el río Grande.

El pico del hidrograma es de $500 \text{ m}^3/\text{s}$, en todos los ensayos se utilizó como un pico máximo $600 \text{ m}^3/\text{s}$ de forma de quedar del lado de la seguridad.

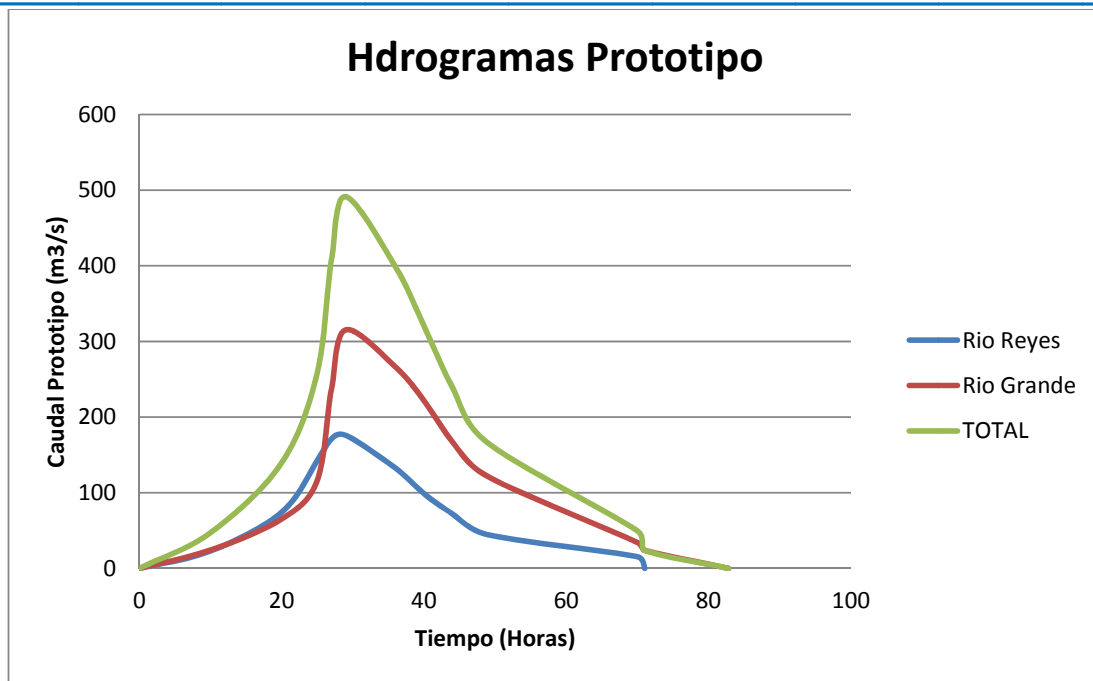


Figura 18: Hidrogramas medios anuales del río Reyes, Grande y TOTAL.

2 POLITICAS DE OPERACIÓN DE APERTURA DE COMPUERTAS EN EL DIQUE "LOS MOLINOS".

Existen dos metodologías de aperturas de compuertas definidas anteriormente (Avila, 2013). Lo que se busca con ellas es elaborar un procedimiento de manejo del dique ante las crecidas que permitan la remoción de sedimentos y la limpieza de la obra de toma hacia el canal derivador. En otras palabras se busca producir el mayor transporte de sedimento posible evitando erosiones muy locales y de no comprometer la estabilidad estructural del dique.

Dichas políticas de operación se obtuvieron al ensayar diversas combinaciones de aperturas de compuertas sin aporte de sedimentos hasta lograr una morfología de cauce adecuada.

A continuación se presentan los resultados obtenidos a partir de las políticas de manejo.

Se presentan dichas políticas ya que como se verá más adelante lo que se busca es validar estos procedimientos pero teniendo en cuenta el transporte de sedimentos.

2.1 Esperar la crecida con compuertas cerradas (Política I).

El Ing. Quintana, quien fue operador por muchos años del dique, propuso la siguiente metodología de aperturas de compuertas la cual se utilizó durante muchos años.

El ensayo brindó resultados muy aceptables, en cuanto a la morfología del lecho aguas arriba de la obra de toma y en cercanías al dique.

Las etapas involucradas en esta Política se resumen de la siguiente manera:

1. **Primera etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1374,2 en Margen Derecha Dique Fijo).
 - a) Se espera el pico de la crecida con todas las compuertas del Dique Móvil y del Canal Moderador cerradas.
 - b) Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.

En la **Figura 19** se puede observar como todo el caudal es evacuado por el Dique Fijo al estar el Dique Móvil cerrado.



Figura 19: Primera etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.

- 2. Segunda etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1374,2 en Margen Derecha Dique Fijo).
 - a) Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura del 10% de cada una de las compuertas del DM en el siguiente orden: DM3 – DM2 – DM4 – DM1.
 - b) Esto solo genera transporte de sedimentos en la zona inmediatamente aguas arriba del DM (erosión local).
 - c) Todas las compuertas trabajan a presión.

- 3. Tercera etapa** ($Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1373,1 en Margen Derecha Dique Fijo)
 - a) Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura de otro 10% de cada una de las compuertas del DM, respetando el siguiente orden: DM3 – DM2 – DM4 – DM1. Todas las compuertas quedan abiertas en un 20%.
 - b) Esto solo genera transporte de sedimentos en la zona inmediatamente aguas arriba del DM (erosión local).
 - c) Todas las compuertas trabajan a presión.

En la **Figura 20** se puede observar la apertura de las compuertas de Dique Móvil a un 10%.



Figura 20: Tercera etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.

- 4. Cuarta etapa** ($Q = 225 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1373 en Margen Derecha Dique Fijo)
- Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura de las compuertas del DM hasta llegar al 50% de la apertura total de las mismas respetando el mismo orden del paso precedente (DM3 – DM2 – DM4 – DM1).
 - Además se abren las 2 compuertas del CM en un 100% (primero CM1 y luego CM2).
 - En esta etapa comienza la evacuación de sedimentos en la zona aguas arriba del dique provocando la llamada desde un entorno más alejado al dique móvil (100m).
 - Todas las compuertas tanto del DM como del CM trabajan a pelo libre.

En la **Figura 21** y **Figura 22** se observa que al abrir un 50% las compuertas del Dique Móvil y al haber un menor caudal estas trabajan a pelo libre produciendo una mayor llamada aguas arriba y provocando la formación de canales



Figura 21: Cuarta etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.



Figura 22: cuarta etapa de la metodología I de aperturas de compuertas.

- 5. Quinta etapa** (cota 1369 en Margen Derecha Dique Móvil).
- Se cierra CM y los DM y se procede a la apertura de la obra de toma.
 - Una vez colmado el desripador se procede a la apertura del CM2 hasta evacuar el canal aductor.
 - Cierro CM y repito los pasos anteriormente mencionados.

ESTA ÚLTIMA ETAPA NO PUDO REALIZARSE EN EL MODELO FÍSICO YA QUE NO CUENTA CON LA OBRA DE TOMA.

En la **Tabla 1** se puede observar un resumen del procedimiento con compuertas cerradas.

Etapa	% de apertura							Q prototipo (m ³ /s)	Cota sup. agua DF (m)	Observaciones
	DM4	DM3	DM2	DM1	CM 2	CM1	Toma			
1	-	-	-	-	-	-	-	600	1374.2	Se hace pasar el agua totalmente por el DF
2	10%	10%	10%	10%	-	-	-	600	1374.2	Orden de apertura: DM 3,2,4,1
3	20%	20%	20%	20%	-	-	-	250	1373.1	Orden de apertura: DM 3,2,4,1
4	50%	50%	50%	50%	100%	100%	-	225	1373	Orden de apertura: DM 3,2,4,1 - CM1,2
5	-	-	-	-	-	-	100%	menor a 100	1369 (Cota en DM)	Cierro CM. Abro toma hasta cargar desripiador. Abro CM hasta evacuar flujo. Repito pasos.

Tabla 1: Resumen del orden de aperturas de compuertas para la política I.

2.2 Esperar la crecida con compuertas abiertas (Política II).

Luego de haber realizado gran cantidad de ensayos se arribo a una metodología de aperturas de compuertas propuesta por el Laboratorio de Hidráulica.

El procedimiento resultante se divide en las siguientes etapas:

1. **Primera etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372,5 en Margen Izquierda Dique Móvil).
 - a) Se espera el pico de la crecida con todas las compuertas del Dique Móvil abiertas y del Canal Moderador cerrado.
 - b) Esto genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.
 - c) Todas las compuertas del DM trabajan a pelo libre. (Ver **Figura 23**).



Figura 23: Primera etapa Política II.

2. **Segunda etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372,5 en Margen Izquierda Dique Móvil).
 - a) Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura de los canales moderadores en el siguiente orden: CM1 – CM2.
 - b) Esto genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.

- c) Todas las compuertas (tanto del DM como del CM) trabajan a pelo libre.
- d) Los descargadores del CM no deben abrirse por un lapso mayor a 5 minutos (en modelo, lo que equivale a 40 minutos en prototipo), caso contrario se produce una socavación importante aguas arriba sobre la margen derecha de DM1. (Ver **Figura 24**).



Figura 24: Segunda etapa Política II.

- 3. Tercera etapa** ($Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372 en Margen Izquierda Dique Móvil)
 - a) Una vez alcanzada esta cota, se procede a cerrar DM4. Por lo tanto, quedan abiertas DM1, DM2 y DM3 (las que trabajan semi ahogadas, es decir mitad a presión y mitad a superficie libre).
 - b) Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique. (Ver **Figura 25**).



Figura 25: Tercera etapa Política II.

- 4. Cuarta etapa** ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372 en Margen Izquierda Dique Móvil)
 - a) Una vez alcanzada esta cota, se procede a cerrar DM3. Por lo tanto, quedan abiertas DM1 y DM2.
 - b) DM1 comienza a trabajar a presión, mientras que DM2 trabaja semi ahogada.

- c) Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique. (Ver **Figura 26**).



Figura 26: Cuarta etapa Política II.

- 5. Quinta etapa** ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372 en Margen Izquierda Dique Móvil).
- Una vez alcanzada esta cota, se procede a abrir los canales moderadores en el siguiente orden: CM1 – CM2.
 - Esto genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.
 - Todas las compuertas (tanto del DM como del CM) trabajan a pelo libre.
 - Los descargadores del CM no deben abrirse por un lapso mayor a 5 minutos (en modelo, lo que equivale a 40 minutos en prototipo), caso contrario se produce una socavación importante aguas arriba sobre la margen derecha de DM1. (Ver **Figura 27**).



Figura 27: Quinta etapa Política II.

- 6. Sexta etapa** ($Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1371,5 en Margen Izquierda Dique Móvil)
- Una vez alcanzada esta cota, se cierra DM2. Por lo tanto, solo queda abierta DM1.
 - DM1 trabaja a presión.
 - Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique. (Ver **Figura 28**).



Figura 28: Sexta etapa Política II.

3 INTRODUCCION AL PROCESO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

3.1 Cálculo de la tensión de corte de fondo.

El trabajo geológico de las corrientes fluviales consiste en tres actividades interrelacionadas: **erosión, transporte y sedimentación**. La erosión originada por la corriente es la progresiva remoción de materia mineral del fondo y de las orillas del cauce, ya sea excavado éste en el substrato rocoso o en el manto residual transportado. El transporte consiste en el movimiento de las partículas erosionadas mediante su arrastre por el fondo, en la masa de agua o disolución. La

Sedimentación es la acumulación progresiva de las partículas transportadas sobre el lecho del río, sobre el lecho de inundación o en el fondo de una masa de agua en reposo en la que desemboca un curso de agua. Naturalmente, la erosión no puede tener lugar sin que exista algo de transporte y las partículas transportadas han de acabar depositándose.

Las corrientes fluviales erosionan de varias maneras que dependen de la naturaleza de los materiales del cauce y de los materiales que arrastre la corriente. Por sí sola, la fuerza del agua en movimiento, chocando con el fondo y ejerciendo sobre él una acción de arrastre, puede erosionar los materiales aluviales mal consolidados, tales como arena, grava fina y arcilla.

Suponiendo que el régimen del río es permanente (el caudal no varía en el tiempo) o varía tan lentamente que podemos suponer dicha hipótesis. El flujo se moverá por acción de la gravedad.

Debido a que el caudal es constante y el área del cauce también lo es, por continuidad deducimos que la velocidad del flujo permanecerá constante. Al permanecer constante, la aceleración del flujo debe ser igual a cero y por lo tanto la suma de las fuerzas en dirección del flujo deben ser igual a cero.

Las fuerzas actuando en dirección del flujo son la componente del peso propio del agua (W_x) y las fuerzas de rozamiento del agua con las paredes del cauce. Por lo dicho anteriormente ambas deben ser iguales. Lo dicho anteriormente se puede observar se puede observar en la **Figura 29**.

Dicha fuerza producida por el agua puede ser representada mediante una tensión de corte en el fondo τ_0 y en las paredes del cauce (perímetro mojado de la sección).

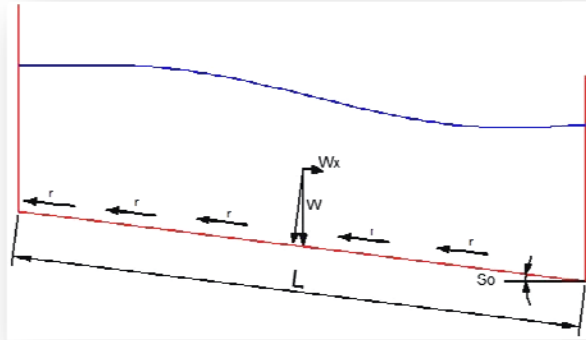


Figura 29: Equilibrio de Fuerzas actuando en un tramo del cauce.

La tensión de corte que ejerce la fricción del agua contra el perímetro mojado de la sección se puede deducir como:

$$\begin{aligned}\tau_0 &= \frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}} \\ \tau_0 &= \frac{W_x}{P * L} \quad (3-1) \\ \tau_0 &= \frac{\gamma * A * L * \text{sen}\alpha}{P * l} \\ \tau_0 &= \gamma * R * S_0\end{aligned}$$

Donde:

A= Área mojada de la sección.

P=Perímetro mojado de la sección.

R= Radio Hidráulico de la sección.

γ = Peso específico del agua.

S_0 = Pendiente de la sección.

Se puede observar que la acción erosiva del agua es directamente proporcional a la pendiente del fondo del cauce S_0 , ósea que a medida que hay mayor pendiente la componente del peso paralelo al fondo es mayor por lo que hay una mayor fricción con las paredes del cauce y por lo tanto una mayor erosión. También se puede observar que es directamente proporcional al Radio Hidráulico de la sección R , esto se debe a que a medida que aumenta el R la relación del Área con respecto al Perímetro mojado es mayor (sección mas curva) y por lo tanto la velocidad del agua es mayor produciendo una mayor erosión.

3.2 Condiciones críticas para la iniciación del movimiento.

El líquido que fluye sobre una superficie compuesta de partículas sueltas produce fuerzas que, de tener suficiente magnitud produce su movimiento. Las partículas relativamente gruesas, tales como las arenas, gravas y cantos rodados, resisten con su peso la tendencia al movimiento.

Cuando las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las partículas de sedimento son de tal magnitud que cualquier incremento produce movimientos. entonces se dice que las condi-



ciones son críticas. Para estas condiciones, las variables del flujo, tales como el esfuerzo cortante en el fondo, la velocidad media o la profundidad valores llamados críticos. En condiciones críticas existe equilibrio entre las fuerzas de gravedad, el empuje de sustentación, la fuerza ascensional perpendicular al fondo producido por la acción hidrodinámica y la fuerza hidrodinámica paralela al fondo.

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por una tensión cortante en el fondo τ_0 . La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con su peso sumergido, el cual es función de $\gamma' = \gamma_s - \gamma$, peso específico sumergido, y del diámetro d que caracteriza el volumen. Con estas tres variables puede formarse el parámetro adimensional τ^* .

$$\tau^* = \frac{\tau_0}{\gamma' * d} \quad (3-2)$$

Dicha tensión de corte adimensional compara la fuerza desestabilizadora proporcional a τ_0 con la fuerza estabilizadora proporcional al peso específico sumergido del sedimento " γ_s " y al diámetro de la partícula d .

La acción del agua sobre el fondo puede representarse también por una velocidad característica llamada velocidad de corte V_* . Esta velocidad se define convencionalmente como:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (3-3)$$

Con dicha velocidad de corte se puede definir el parámetro adimensional Re_* (Número de Reynolds de la partícula).

$$Re_* = \frac{V_* * d}{\nu} \quad (3-4)$$

Si se realiza un análisis del inicio del movimiento de una partícula se puede obtener que la tensión de corte adimensional τ^* , a la cual comienza el movimiento depende del Numero de Reynolds de la partícula Re_* . Dicho análisis fue obtenido por Shields. (Ver **Figura 30**).

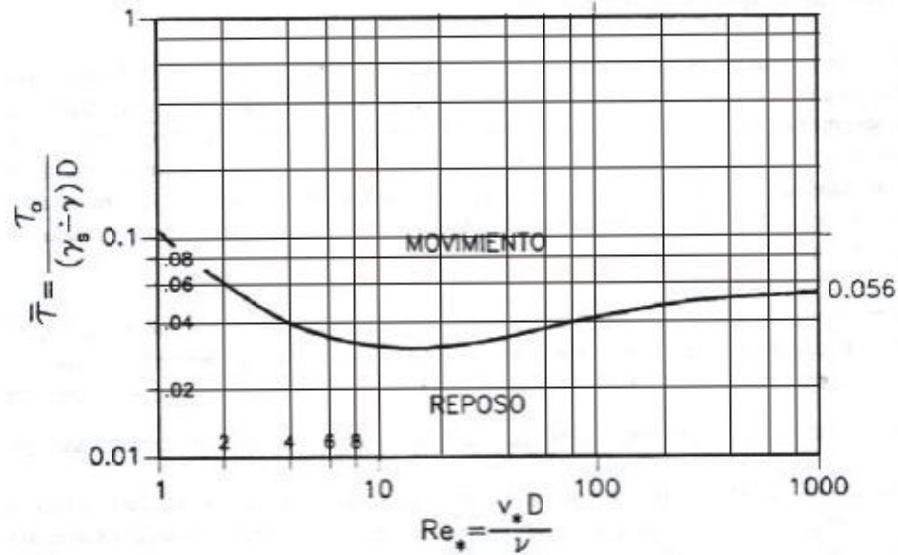


Figura 30: Diagrama de Shields.

En el diagrama de Shields se puede observar la tensión de corte adimensional a la cual comienza el movimiento.

Con dicho gráfico se puede obtener la tensión de corte crítica a la cual se inicia el movimiento de las partículas. El procedimiento es iterativo y de la siguiente forma:

1. Se escoge el valor de Reynolds de la partícula Re_* , que se supone que corresponde al sedimento.
2. Con dicho número de Reynolds se entra en el gráfico intersecando a la curva y se obtiene la tensión de corte adimensional $\bar{\tau}^*$.
3. A partir de la tensión de corte adimensional calculo un nuevo número de Reynolds.
4. El proceso se repite hasta que el valor de Reynolds y la tensión adimensional converjan.

Con el valor de tensión adimensional se puede calcular la tensión crítica a la cual comienza el movimiento de las partículas sabiendo que la tensión de corte en el fondo (τ_0) es:

$$\tau_0 = \gamma * R * S_0$$

3.3 Tipos de transporte de sedimentos.

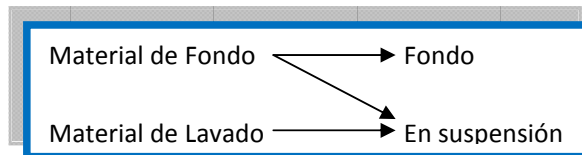
Según su comportamiento, al ser transportado por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos: el del **fondo** y el **de lavado**. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material que forma el fondo del cauce y el segundo el que no se encuentra dentro de ese material. Este último está formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión.

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material, por tanto si en dos ríos tienen tramos semejantes, con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo anterior no ocurre con el material de lavado; en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente.

Por lo que dos ríos semejantes con igual material en el fondo, pero uno con cuenca protegida o forestada y otro con una cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto sobre su superficie, arrastran cantidades completamente diferentes de material de lavado, llegando el primero al extremo de no transportar nada de ese material.

Es por ello que en el presente trabajo solo se considero el transporte de fondo y no el de lavado.

El transporte de lavado siempre tiene lugar en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo o en suspensión. La capa del fondo se encuentra justo arriba del lecho de un cauce.



En el presente trabajo como se explico anteriormente solo se consideró el sedimento transportado en la capa de fondo.

4 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.

Las propiedades que definen los procesos de erosión dependen no solo de las características del cauce como se vio anteriormente (γ , R , S_0) sino que dependen del tipo de sedimento transportado.

Dichas características del sedimento se enumeran y explican a continuación.

Antes de definir las características de los sedimentos se definirá la tensión de corte crítica τ_c como la tensión de corte producida por el movimiento del agua sobre el cauce que produce el inicio de movimiento de las partículas.

4.1 Tamaño de las partículas.

Los diferentes métodos empleados en la determinación del tamaño de una partícula se basan en la selección arbitraria de una longitud simple o diámetro o también en la selección de un método conveniente de medición. Adoptaremos las siguientes definiciones:

- ✚ **Diámetro de sedimentación:** Diámetro de una esfera con la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad de caída en el mismo fluido y a la misma temperatura.
- ✚ **Diámetro de tamiz:** Apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pasa la partícula.
- ✚ **Diámetro nominal:** Diámetro de una esfera con igual volumen.
- ✚ **Diámetro de caída normalizado (estándar):** Diámetro de una esfera con peso específico relativo igual a 2,65 que tiene la misma velocidad de caída de la partícula cuando ambas caen en una extensión infinita de agua destilada en reposo a una temperatura de 24°C.
- ✚ **Dimensiones triaxiales:** Longitudes máxima a, media b y mínima c de la partícula; medidas a lo largo de tres ejes perpendiculares. (Figura 31).

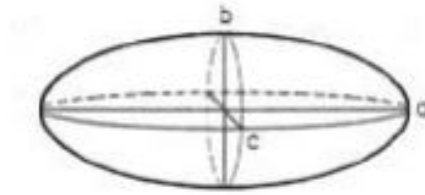


Figura 31: Dimensiones Triaxiales de una partícula.

El diámetro de tamiz y el diámetro de sedimentación son los parámetros de mayor uso. Normalmente las arenas se miden por su diámetro de tamizado y los limos y arcillas por su diámetro de sedimentación.

A medida que disminuye el tamaño de las partículas la superficie específica de las partículas es mayor por lo que hay una mayor erosión para las mismas condiciones del cauce y demás variables del sedimento. Por el contrario si el tamaño de las partículas es mayor la superficie específica es menor y la erosión será menor.

En el presente trabajo se utilizó en todos los ensayos el diámetro de tamizado d_{50} que corresponde a la abertura de tamiz en la cual queda retenido el 50% del material.

4.2 Formas de las partículas.

La forma se define a través de la redondez, esfericidad y factor de forma.

- ✚ **Redondez:** Es la relación entre el radio medio de curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en la partícula. (Figura 32).

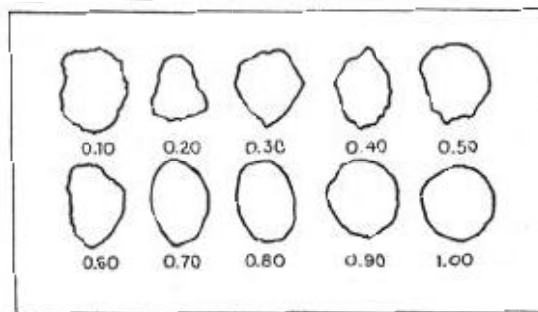


Figura 32: Factor de Redondez de una partícula.

A medida que la redondez es menor para el mismo tamaño de la partícula (partícula más angular) la superficie específica es mayor y se puede producir una mayor erosión, pero si la partícula es muy angular, las partículas se traban y les cuesta más rodar por el fondo.

- ✚ **Esfericidad:** Es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula.
- ✚ **Factor de forma:** Se define por la relación:



$$F.F = \frac{C}{\sqrt{a * b}} \quad (4-1)$$

Un factor de forma igual a 1 indica una forma esférica mientras que a medida que dicho número es menor indica una forma alargada en donde una de sus dimensiones es mayor a las otras.

4.3 Peso específico de las partículas (γ_s).

El peso específico de las partículas es una de las propiedades más importantes ya que es la que produce la fuerza estabilizadora que tiende a mantener la partícula en reposo.

En nuestro trabajo, se midió llenando un volumen conocido con sedimento y luego midiendo el peso del mismo para luego hacer la relación Peso / Volumen.

4.4 Distribución granulométrica.

Los sedimentos naturales están compuestos de granos que tienen una amplia variedad de tamaños, por lo que es conveniente recurrir a métodos estadísticos para describir estas características. El comportamiento de los sedimentos en un río depende de la distribución de los tamaños, o distribución granulométrica. El procedimiento para obtener la distribución de los tamaños consiste esencialmente en la división de una muestra en un número de clases de tamaños. Los resultados de dichos análisis se presentan en un gráfico Diámetro del tamiz Vs % Acumulado (curva granulométrica).

5 METODOS APLICADOS PARA EL ESTUDIO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

Las ecuaciones o fórmulas de transporte de sedimentos tratan de cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de sus características hidráulicas y de las características del sedimento. La complejidad de la mecánica del transporte de sedimentos es tal que no se ha podido proponer una verdadera ecuación dinámica del transporte de la fase sólida de una corriente. En su lugar se han propuesto una serie de ecuaciones empíricas, semiempíricas o basadas en distintas teorías a partir de distintas observaciones. Estas ecuaciones son aproximadas, no exactas, y sólo válidas dentro del rango de valores para el que fueron obtenidas. Es por ello que en el presente trabajo se decidió trabajar con fórmulas empíricas debido a que la aplicación de fórmulas analíticas derivadas de las ecuaciones de la mecánica de fluidos son de mayor dificultad de aplicación y no siempre proporcionan un resultado adecuado.

Por otro lado las ecuaciones dan como resultado la **capacidad** de arrastre de sedimento del río que solo será la que el río transporte si hay **disponibilidad de sedimento**. Se puede dar el caso que la corriente tenga gran capacidad de arrastre pero el cauce carezca de sedimento para transportar o que el río tenga una gran cantidad de sedimento pero la corriente tenga una baja capacidad de arrastre. En cualquiera de los dos casos el arrastre efectivo de la corriente será el menor de los dos (capacidad, disponibilidad) lo dicho anteriormente se puede observar en la **Figura 33**.

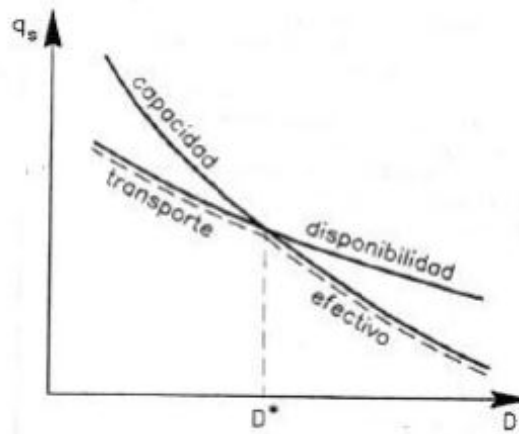


Figura 33: Caudal sólido efectivo transportado.

Como se explicó anteriormente solo se modela la fracción del transporte de fondo y no de lavado ya que esta última es de difícil cuantificación y depende de las características de la cuenca.

Se estudiaron tres fórmulas empíricas que se detallan a continuación para luego compararlas y seleccionar la que más se adecue al comportamiento real de nuestro modelo.

Las fórmulas de transporte de fondo estudiadas fueron:

- ✚ Ecuación de Meyer – Peter y Muller.
- ✚ Ecuación de Du Boys – Straub.
- ✚ Ecuación de Einstein – Brown.

No se aplicaron las fórmulas de Shields debido a las limitaciones de la fórmula con respecto al diámetro mínimo del sedimento.

A continuación se explicaran las fórmulas utilizadas en el trabajo:

5.1 Ecuación de Meyer –Peter y Müller.

La ecuación de Meyer – Peter y Müller para calcular el arrastre de la capa de fondo, fue obtenida a partir de experiencias realizadas de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zúrich.

Es válida para sedimentos con los siguientes límites:

$$0.4\text{mm} < d_{50} < 30\text{mm}$$

$$1250\text{kg/m}^3 < \gamma_s < 4200\text{kg/m}^3$$

La expresión final es:

$$Gb = b * \phi * \gamma_s * \sqrt{g * \Delta * d_{50}^3} \tag{5-1}$$

Donde:

G_b = Caudal solido en **Kg/s**

Φ = Es un parámetro de caudal solido adimensional, o intensidad de transporte, que vale:

$$\phi = 8 * (\tau_*' - 0.047)^{3/2} \quad (5-2)$$

τ_{*}' = Es la tensión de corte adimensional debido únicamente a la fricción (rugosidad del grano) se determina a partir del procedimiento de Engelund – Hansen. Las expresiones son:

$$\tau_*' = 0.06 + 0.4 * \tau_*^2 \quad \text{Para Arenas (5-3)}$$

$$\tau_*' = 0.06 + 0.3 * \tau_*^2 \quad \text{Para Gravas (5-4)}$$

En nuestro caso se utilizo la fórmula para arenas dada la granulometría del sedimento, (más adelante se muestra la curva granulométrica del mismo).

b = Ancho del cauce en **m**.

γ_s = Es el peso especifico del sedimento. En nuestro caso lo medimos dando un valor de **1850Kg/m³**.

g = aceleración de la gravedad (**9.81 m/s²**).

Δ = Peso especifico sumergido relativo del sedimento. En nuestro caso es de **850**.

d₅₀= Diámetro característico del sedimento. Diámetro del tamiz en "m" en el cual queda retenido el 50% del material. En nuestro caso es de **0.0008 m** (Se lo puede observar en la curva granulométrica que se muestra más adelante).

5.2 Ecuación de Du Boys –Straub.

Du Boys en 1879, establece por primera vez una fórmula para estimar el arrastre de material sólido en el fondo de un río o canal. Straub, en 1935 introdujo mejoras a la ecuación, llegando a la expresión siguiente:

$$G_b = b * \frac{0.01003}{d_{50}^{3/4}} * \tau_0 * (\tau_0 - \tau_c) \quad (5-5)$$

La limitación de la formula anterior vienen dada para sedimentos con el siguiente límite:

$$0.0001mm < d_{50} < 0.004mm$$

Donde:

G_b = Caudal solido en **Kg/s**.

d₅₀= Diámetro característico del sedimento. Diámetro del tamiz en "m" en el cual queda retenido el 50% del material. En nuestro caso es de **0.0008 m** (Se lo puede observar en la curva granulométrica que se muestra más adelante).



τ_0 = tensión media de corte sobre el fondo en kg/m^2

τ_c = tensión de corte crítica sobre el fondo en kg/m^2 . Según Maza Alvarez esta es:

$$\tau_c = 41.8 * d_{50}^{0.82} - 0.017 * \ln(454d_{50}) \quad (5-6)$$

El resto de las variables tienen el mismo significado antes expuesto anteriormente.

5.3 Ecuación de Einstein – Brown.

A partir de los resultados experimentales obtenidos por Meyer –Peter y Müller , Einstein propuso en 1942, una fórmula para evaluar el arrastre en la capa de fondo, la que en 1950 fue publicada por Brown. Einstein propone que el transporte G_b depende del parámetro ψ , intensidad de flujo, que es igual al recíproco del parámetro de Shields o tensión de corte adimensional τ_* , y del parámetro de intensidad de transporte F_1 .

La fórmula propuesta es:

$$G_b = b * \phi * \gamma_s * \sqrt{g * \Delta * d_{50}^3} \quad (5-7)$$

Donde Φ es un parámetro de caudal sólido, o intensidad de transporte, que se obtiene de la siguiente manera:

- 1) Se calcula el valor de ψ (intensidad de flujo) como:

$$\psi = \frac{1}{\tau_*}$$

- 2) Se calcula el valor de Φ' :

$$\phi' = \frac{e^{-0.391 \psi}}{0.465} \quad \text{Para valores de } 5.5 < \psi < 22$$

$$\phi' = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 \quad \text{Para valores de } \psi < 5.5$$

La fórmula está limitada a una máxima intensidad de flujo ψ de flujo de 22.

- 3) Se obtiene el valor de F_1 (intensidad del transporte) que solo depende del tipo de sedimento y de la viscosidad cinemática del fluido (para todos los caudales que se ensayaron es el mismo valor):

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 * u^2}{g * \Delta * d_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36 * u^2}{g * \Delta * d_{50}^3}}$$



4) Se obtiene el valor de Φ :

$$\phi = \phi' * F_1$$

Con los valores de Φ para cada caudal se determina el valor de G_b .

Cabe preguntarse ¿que formula utilizar? Todas las formulas antes mencionadas son validas ya que para los parámetro del modelo, que a continuación se relevaron, los mismos entran dentro del rango de validez de las mismas. Más adelante se evaluaran las formulas y se compararan.

La elección de una u otra fórmula dependerán del criterio y de la que más se adecue a las condiciones que se observan en el modelo.

6 CARACTERIZACION DE LOS PARÁMETROS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO EN EL MODELO FÍSICO.

Para la aplicación de las formulas empíricas que cuantifican el transporte de sedimento es necesario determinar tanto parámetros del cauce como parámetros del sedimento. Los mismos se relevaron en el modelo físico y se detallan a continuación.

6.1 Parámetros del cauce:

Se determino el radio hidráulico R y el ancho del cauce b para diversos caudales para luego obtener una fórmula que relaciones el caudal liquido con los parámetros anteriores.

Tanto el radio hidráulico como el ancho del cauce se tomaron en la sección delimitada con rojo en la **Figura 34**, se tomo una única sección como representativa del rio suponiendo que esa sección se mantiene más o menos constante aguas arriba.

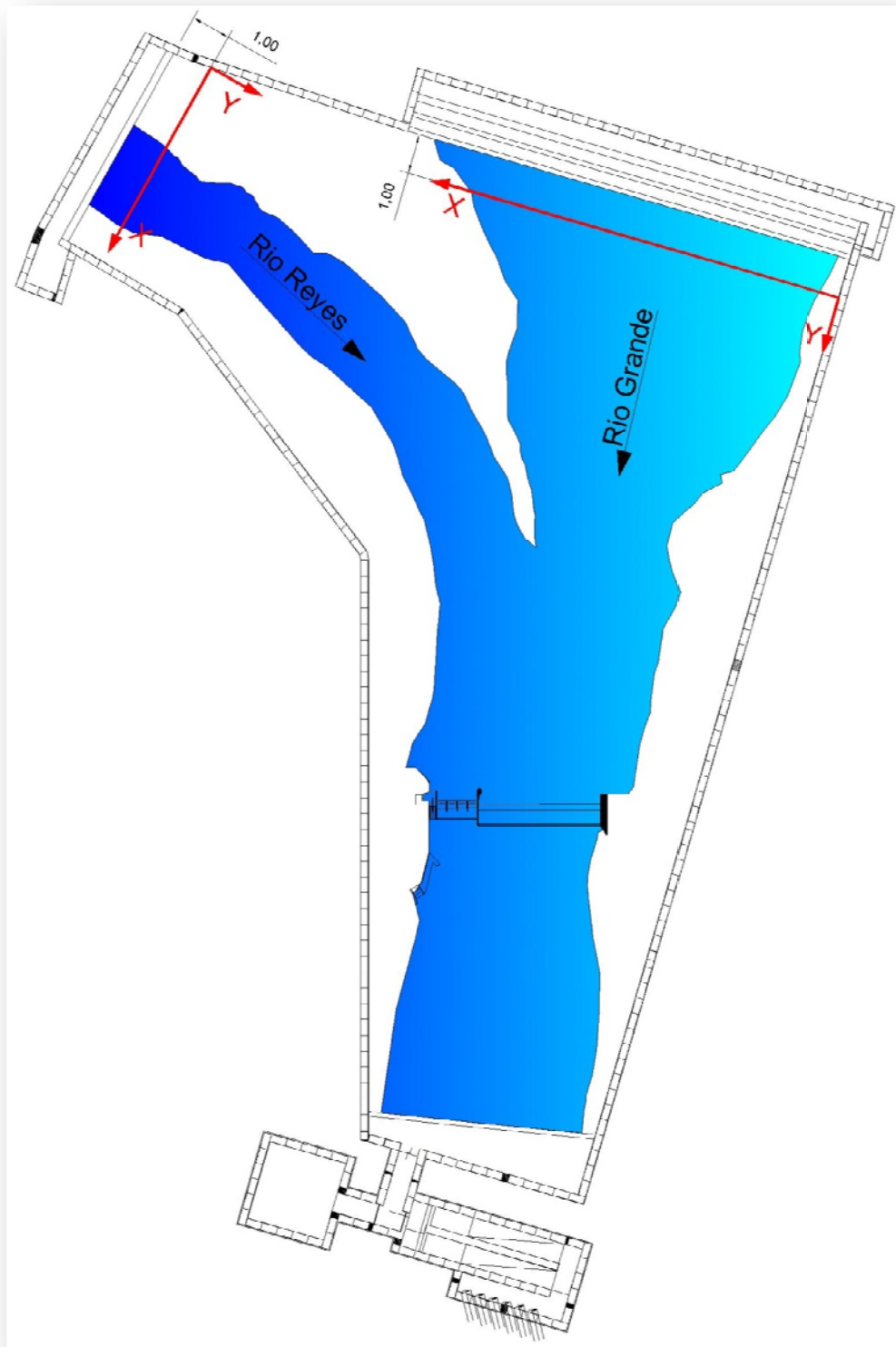


Figura 34: Modelo Físico en planta.

6.1.1 Radio Hidráulico.

Para la determinación del Radio Hidráulico se calculó el área mojada del rio y el perímetro mojado en la sección para diversos caudales.

Sabiendo que:

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

R = Radio Hidráulico. [m]

A = Área mojada. [m²]

P = Perímetro mojado. [m]

Para ello se realizó el relevamiento de la superficie del cauce mediante nivel y mira y luego para diversos caudales se tomo el tirante de agua en diversos puntos. Luego se calculo el área comprendida entre ambas curvas y el perímetro del cauce delimitado por el agua. En la **Figura 35** y

Figura 36 se puede observar cómo se relevó la batimetría del cauce.



Figura 35: Medición de la superficie del cauce y del agua mediante nivel y mira.

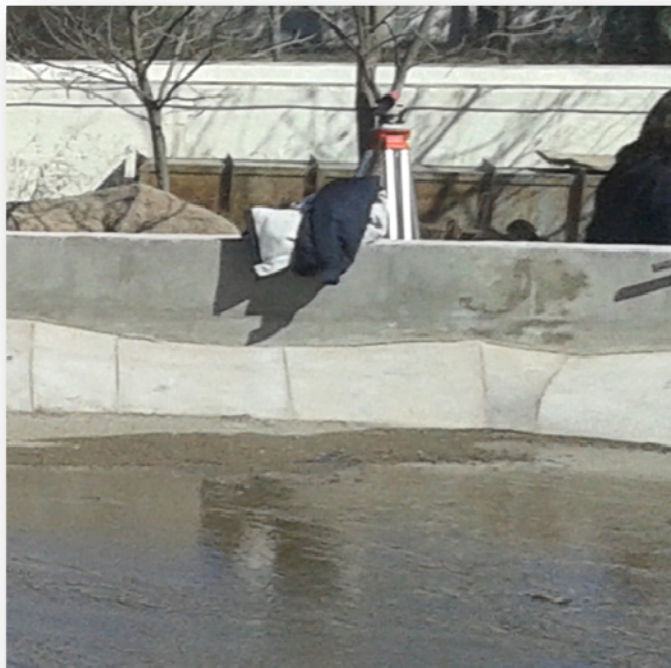


Figura 36: Medición de la superficie del cauce mediante mira y nivel.

6.1.1.1 Rio Reyes.

La batimetría del cauce se realizó una sola vez y luego se relevaron los tirantes del agua en diversos puntos para diversos caudales. Los datos se midieron en el modelo pero se los llevo al valor del prototipo. Los datos relevados se pueden observar en la **Tabla 2**.

Batimetría del Cauce Rio Reyes

Modelo			Prototipo	
X [cm]	Z [mm]	Cota [mm]	X [m]	Z [m]
0	2692	956	0,00	1390,54
100	2692	956	65,00	1390,54
150	2710	938	97,50	1389,37
160	2739	909	104,00	1387,49
195	2649	999	126,75	1393,34
205	2608	1040	133,25	1396,00
225	2624	1024	146,25	1394,96
240	2660	988	156,00	1392,62
255	2672	976	165,75	1391,84
265	2712	936	172,25	1389,24
340	2709	939	221,00	1389,44
420	2716	932	273,00	1388,98
435	2660	988	282,75	1392,62
460	2636	1012	299,00	1394,18
490	2653	995	318,50	1393,08

Tabla 2: Batimetría Rio Reyes

A continuación se relevo la superficie del agua para diversos caudales. Los datos se representan desde la **Tabla 3** a la **Tabla 6** y se graficaron desde la **Figura 37** a la **Figura 40**.

Q [m³/s] 249

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
257	167,05	0,00	0,00	1391,32	1391,32
290	188,5	1,50	0,98	1389,31	1390,28
390	253,5	1,90	1,24	1389,15	1390,39
432	280,8	0,00	0,00	1391,89	1391,89

Tabla 3: Superficie del agua del Rio Reyes para 249 m³/s.

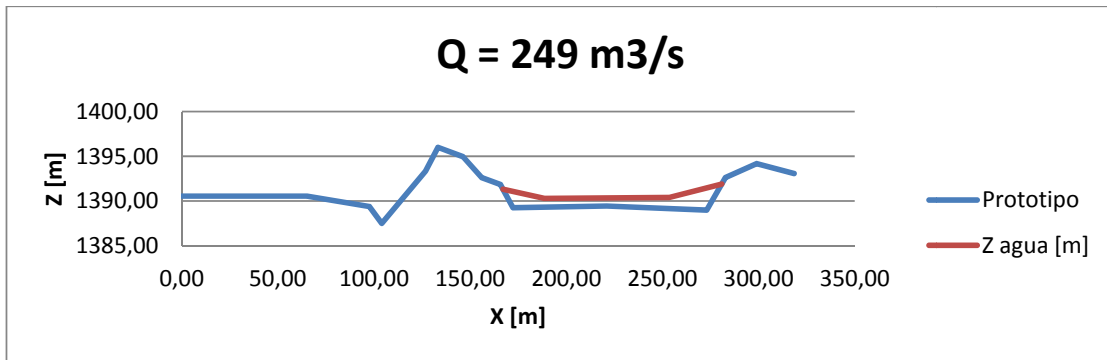


Figura 37: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 249 m³/s.

A= 138.53 m²

P= 114.68 m

R= 1.21 m

Q [m³/s] 210

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
259	168,35	0,00	0,00	1390,80	1390,80
290	188,5	1,50	0,98	1389,31	1390,28
390	253,5	1,60	1,04	1389,15	1390,19
430	279,5	0,00	0,00	1391,41	1391,41

Tabla 4: Superficie del agua del Rio Reyes para 210 m³/s.

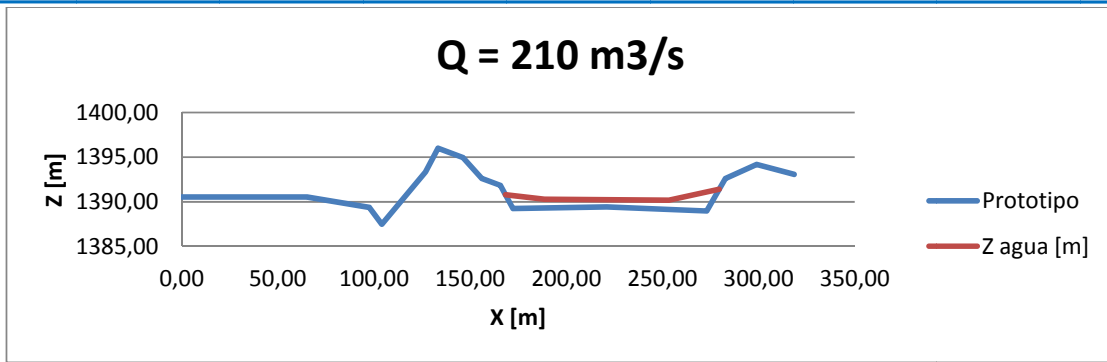


Figura 38: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 210 m³/s.

A= 119.11 m²

P= 111.89 m

R= 1.06 m

Q [m³/s] 152

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante pro. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
259	168,35	0,00	0,00	1390,80	1390,80
290	188,5	1,00	0,65	1389,31	1389,96
390	253,5	1,10	0,72	1389,15	1389,87
425	276,25	0,00	0,00	1390,19	1390,19

Tabla 5: Superficie del agua del Rio Reyes para 152 m³/s.

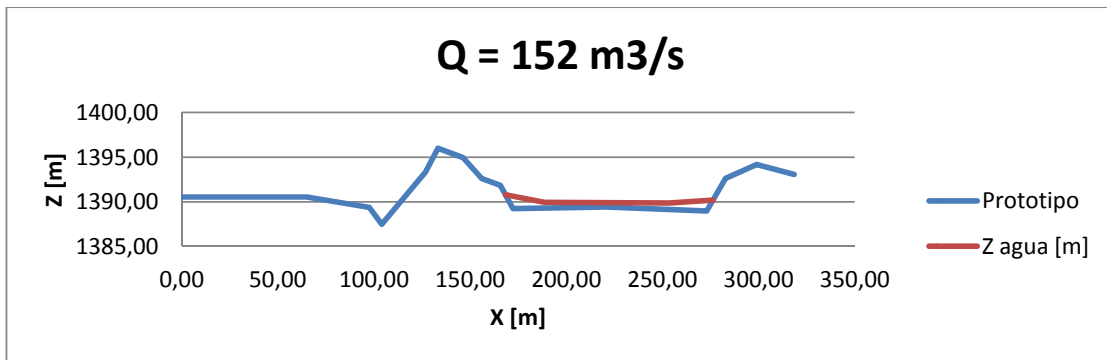


Figura 39: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 152 m³/s.

A= 77.22 m²

P= 108.42 m

R= 0.71 m

Q [m³/s] 99

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
259	168,35	0,00	0,00	1390,80	1390,80
290	188,5	0,50	0,33	1389,31	1389,63
390	253,5	0,60	0,39	1389,15	1389,54
424	275,6	0,00	0,00	1389,95	1389,95

Tabla 6: Superficie del agua del Rio Reyes para 99 m³/s.

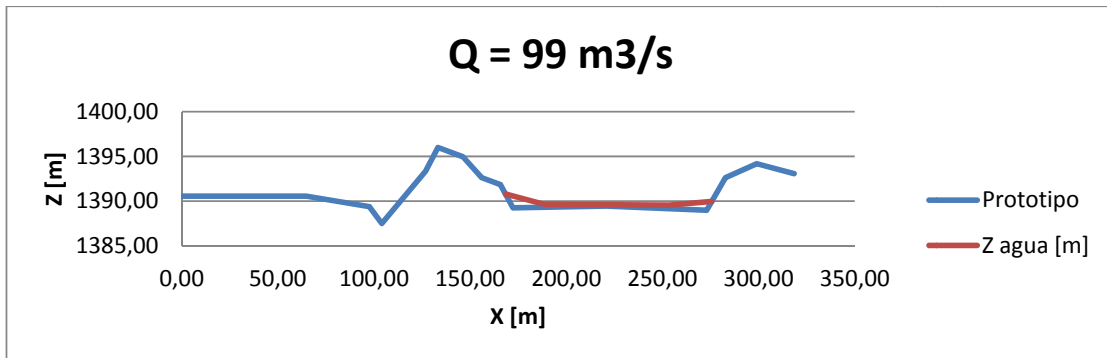


Figura 40: Superficie del agua y perfil del Rio Reyes para 99 m³/s.

A= 46.58 m²
P= 107.73 m
R= 0.43 m

Con todos los datos anteriores se confecciono una tabla (**Tabla 7**) y un grafico (**Figura 41**) para poder obtener una correlación entre el caudal líquido y el radio hidráulico.

Rio Reyes				
Caudal prot. [m ³ /s]	R prototipo [m]	R modelo [cm]	b prot [m]	b mod [m]
249	1,21	1,86	113,75	1,75
210	1,06	1,64	111,15	1,71
152	0,71	1,10	107,9	1,66
99	0,43	0,67	107,25	1,65

Tabla 7: Tabla resumen Caudales Vs R prototipo Rio Reyes.

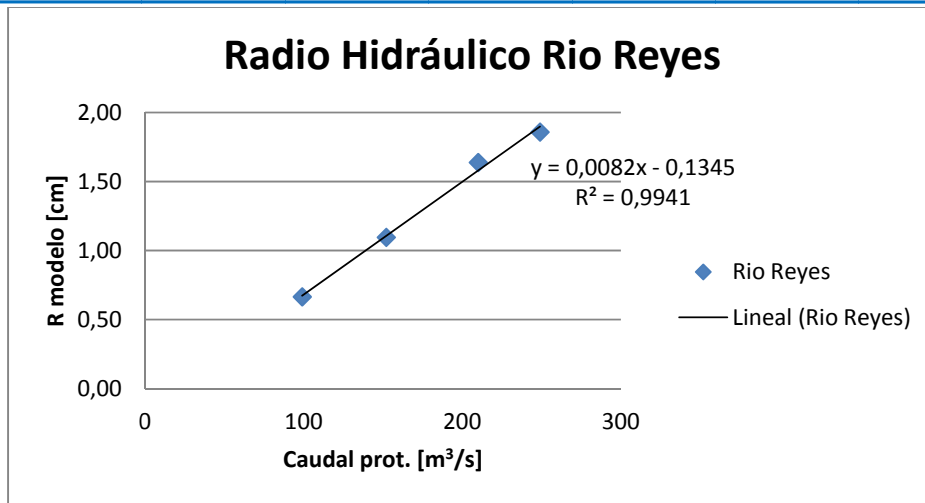


Figura 41: Grafico Caudal prototipo Vs Radio Hidráulico Modelo Rio Reyes.

Se puede demostrar que para cauces anchos, como es nuestro caso, el Radio Hidráulico es aproximadamente igual al tirante. (Tabla 8).

Rio Reyes		
Caudal prot. [m³/s]	R prototipo [m]	H prom. prot. [m]
249	1,21	1,11
210	1,06	1,01
152	0,71	0,68
99	0,43	0,36

Tabla 8: Comparación Radio Hidráulico Vs Tirante promedio en el Rio Reyes.

En la Figura 42 se grafico el radio hidráulico Vs el tirante en la sección junto con una recta a 45°. Se puede que los puntos correspondientes al R para cada caudal están muy cercanos a dicha recta.

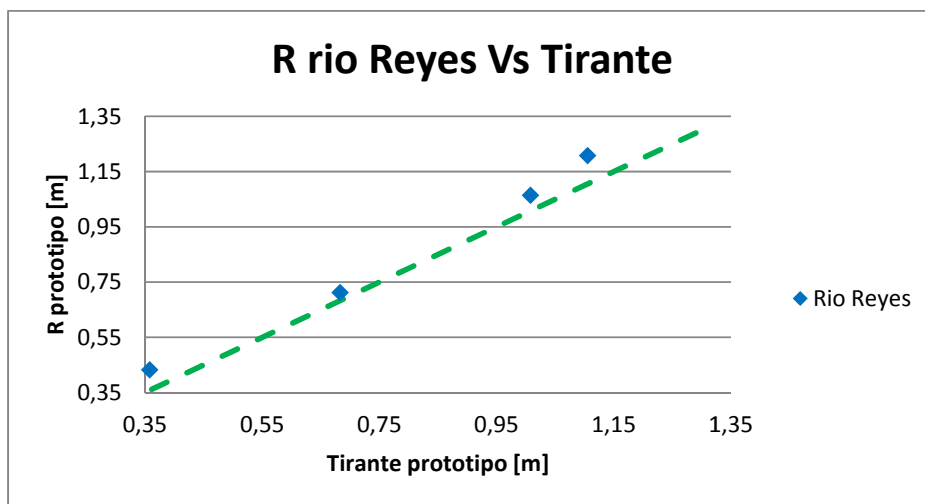


Figura 42: Radio hidráulico vs Tirante en el prototipo. Rio Reyes.

A continuación se grafico en una sección transversal del rio los diversos caudales ensayados (Figura 43):

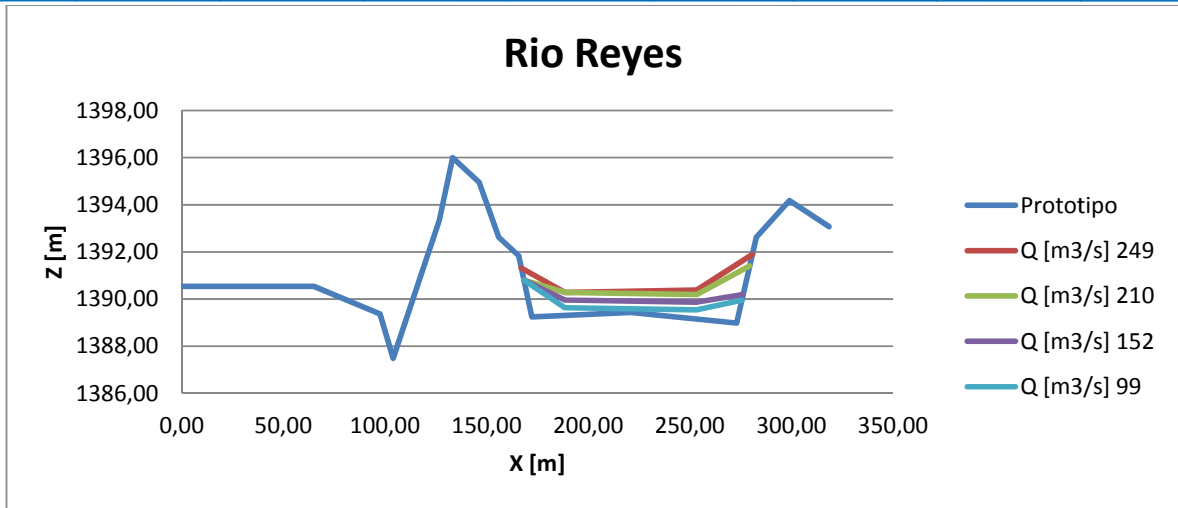


Figura 43: Perfil del cauce para diversos caudales en el Rio Reyes.

6.1.1.2 Rio Grande.

Análogamente a los resultados obtenidos para el Rio Reyes se realizo lo mismo para el Rio Grande.

Se puede observar en la **Tabla 9** el relevamiento de la batimetría del Rio Grande.

Batimetría del Cauce Rio Grande

Modelo			Prototipo	
X [cm]	Z [mm]	Cota [mm]	X [m]	Z [m]
0	2638	1010	0,00	1394,05
57	2801	847	37,05	1383,46
130	2803	845	84,50	1383,33
190	2801	847	123,50	1383,46
290	2814	834	188,50	1382,61
320	2821	827	208,00	1382,16
325	2839	809	211,25	1380,99
370	2830	818	240,50	1381,57
380	2839	809	247,00	1380,99
410	2818	830	266,50	1382,35
500	2821	827	325,00	1382,16
590	2816	832	383,50	1382,48
630	2837	811	409,50	1381,12
650	2809	839	422,50	1382,94
700	2819	829	455,00	1382,29
790	2816	832	513,50	1382,48
890	2812	836	578,50	1382,74
940	2809	839	611,00	1382,94
945	2823	825	614,25	1382,03
950	2803	845	617,50	1383,33
970	2724	914	630,50	1387,81

Tabla 9: Batimetría Rio Grande.

A continuación se relevo la superficie del Rio Grande para diversos caudales. Los resultados se pueden observar en la **Tabla 10** hasta la **Tabla 14** y **Figura 44** a la **Figura 48**.

Q [m³/s] 717

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
210	136,5	0,00	0,00	1383,29	1383,29
300	195	0,50	0,33	1382,46	1382,78
410	266,5	2,50	1,63	1382,35	1383,98
800	520	1,40	0,91	1382,51	1383,42
950	617,5	0,00	0,00	1383,33	1383,33

Tabla 10: Superficie del agua del Rio Grande para 717 m³/s.

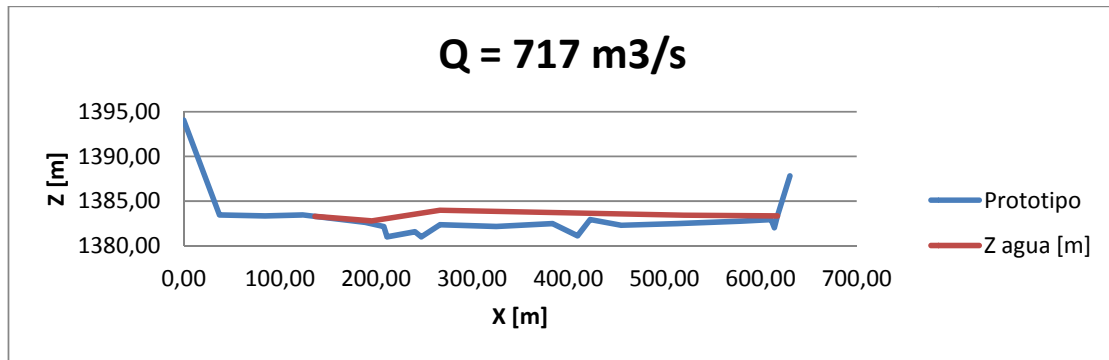


Figura 44: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 717 m³/s.

A= 558.30 m²

P= 481.84 m

R= 1.16 m

Q [m³/s] 486

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
230	149,5	0,00	0,00	1383,12	1383,12
300	195	0,50	0,33	1382,46	1382,78
500	325	1,50	0,98	1382,16	1383,13
800	520	0,80	0,52	1382,51	1383,03
940	611	0,00	0,00	1382,94	1382,94

Tabla 11: Superficie del agua del Rio Grande para 486 m³/s.

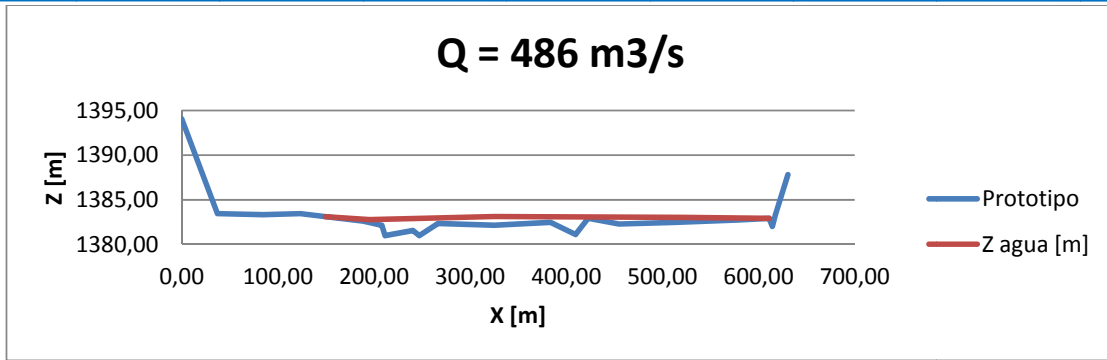


Figura 45: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 486 m³/s.

A= 322.14 m²

P= 461.96 m

R= 0.70 m

Q [m³/s] 401

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
230	149,5	0,000	0,00	1383,12	1383,12
300	195	0,500	0,33	1382,46	1382,78
500	325	1,200	0,78	1382,16	1382,94
800	520	0,700	0,46	1382,51	1382,96
900	585	0,000	0,00	1382,78	1382,78

Tabla 12: Superficie del agua del Rio Grande para 401 m³/s.

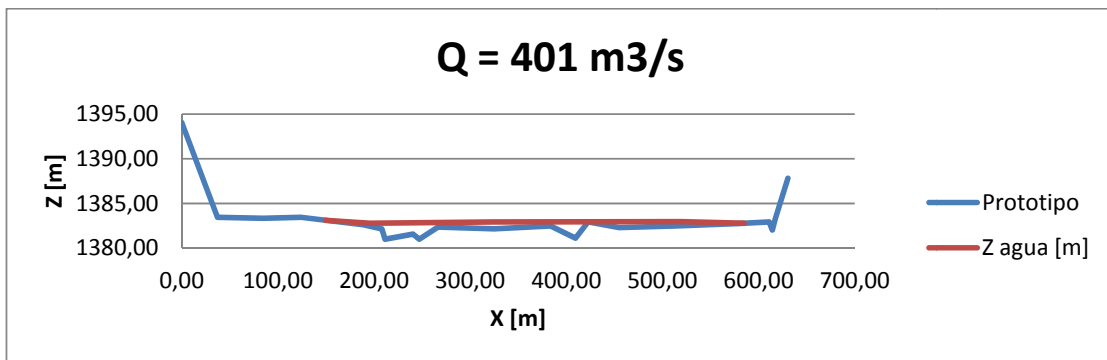


Figura 46: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 401 m³/s.

A= 273.72 m²

P= 435.96 m

R= 0.63 m

Q [m³/s] 313

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
240	156	0,00	0,00	1383,03	1383,03
300	195	0,50	0,33	1382,46	1382,78
500	325	1,20	0,78	1382,16	1382,94
800	520	0,50	0,33	1382,51	1382,83
880	572	0,00	0,00	1382,71	1382,71

Tabla 13: Superficie del agua del Rio Grande para 313 m³/s.

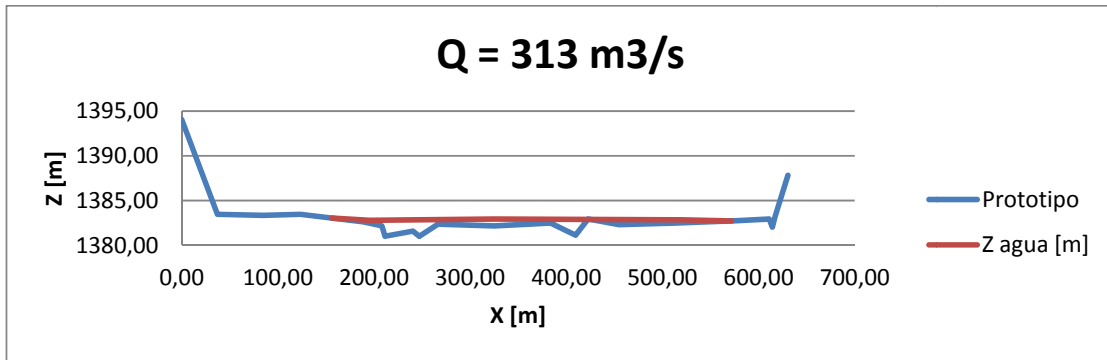


Figura 47: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 313 m³/s.

A= 253.49 m²
P= 416.46 m
R= 0.61 m

Q [m³/s] 210

Nivel del Agua

X mod. [cm]	X prot. [m]	Tirante mod. [cm]	Tirante prot. [m]	Z lecho [m]	Z agua [m]
250	162,5	0,00	0,00	1382,95	1382,95
300	195	0,50	0,33	1382,46	1382,78
500	325	1,10	0,72	1382,16	1382,87
800	520	0,50	0,33	1382,51	1382,83
880	572	0,00	0,00	1382,71	1382,71

Tabla 14: Superficie del agua del Rio Grande para 210 m³/s.

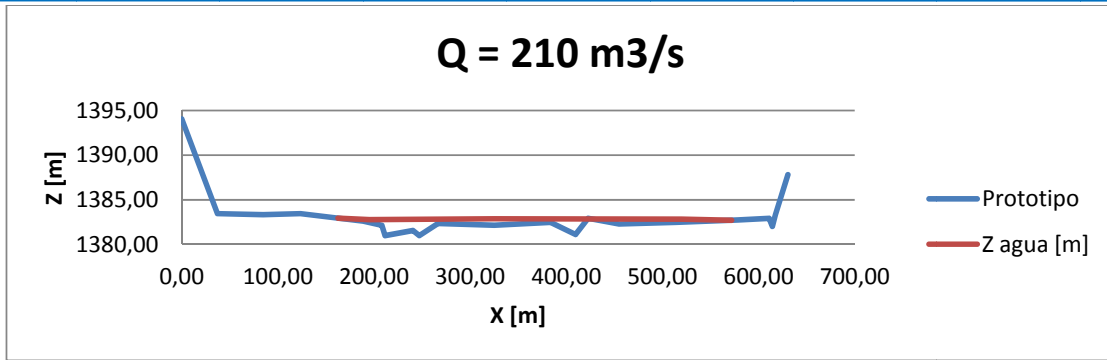


Figura 48: Superficie del agua y perfil del Rio Grande para 210 m³/s.

A= 242.09 m²

P= 409.96 m

R= 0.59 m

En la **Tabla 15** y **Figura 49** se presentan los resultados antes calculados.

Rio Grande				
Caudal prot. [m ³ /s]	R prototipo [m]	R modelo [cm]	b prot [m]	b mod [m]
717	1,16	1,78	481	7,4
486	0,70	1,07	461,5	7,1
401	0,63	0,97	435,5	6,7
313	0,61	0,94	416	6,4
210	0,59	0,91	409,5	6,3

Tabla 15: Tabla resumen Caudales Vs R prototipo Rio Grande.

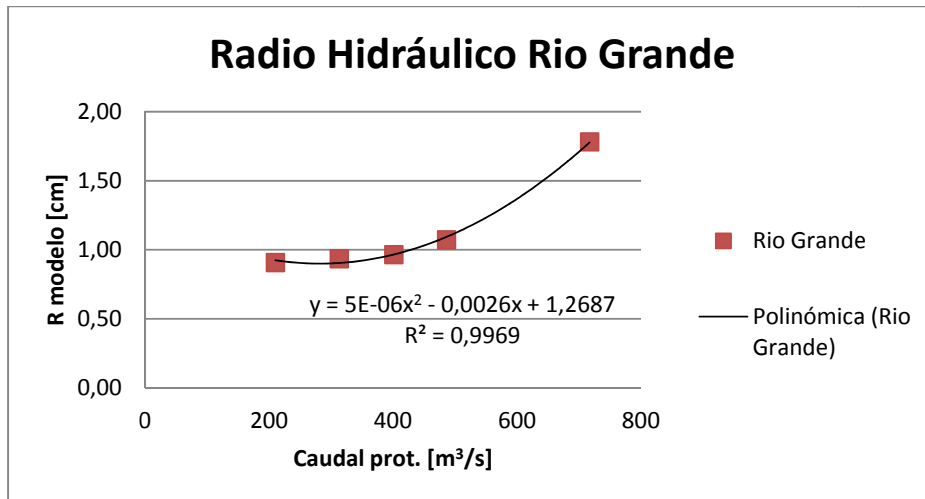


Figura 49: Grafico Caudal prototipo Vs Radio Hidráulico Modelo Rio Grande.

Como se menciona anteriormente una forma de control del Radio Hidráulico es mediante el tirante promedio del cauce (ambos deben ser similares). Los resultados se muestran en la **Tabla 16**.

Rio Grande		
Caudal prot. [m ³ /s]	R prototipo [m]	H prom. prot. [m]
717	1,16	0,95
486	0,70	0,61
401	0,63	0,52
313	0,61	0,48
210	0,59	0,46

Tabla 16: Comparación Radio Hidráulico Vs Tirante promedio Rio Grande.

Al igual que para el rio Reyes se grafico en la **Figura 50** el radio hidráulico Vs el tirante en la sección junto con una recta a 45° en donde se puede ver que aproximadamente se puede tomar el valor del tirante en la sección como valor de radio hidráulico.

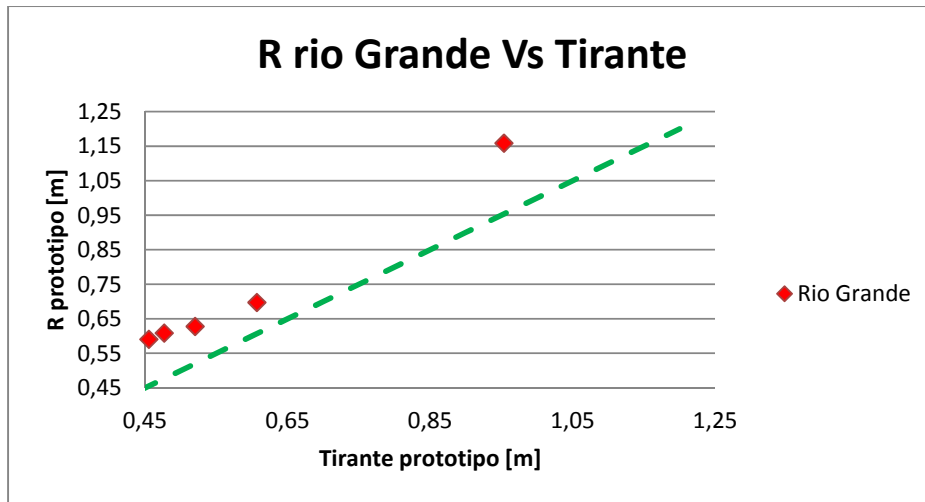


Figura 50: Radio hidráulico vs Tirante en el prototipo. Rio Grande.

A continuación se grafico en la sección transversal del rio los diversos caudales ensayados (**Figura 51**):

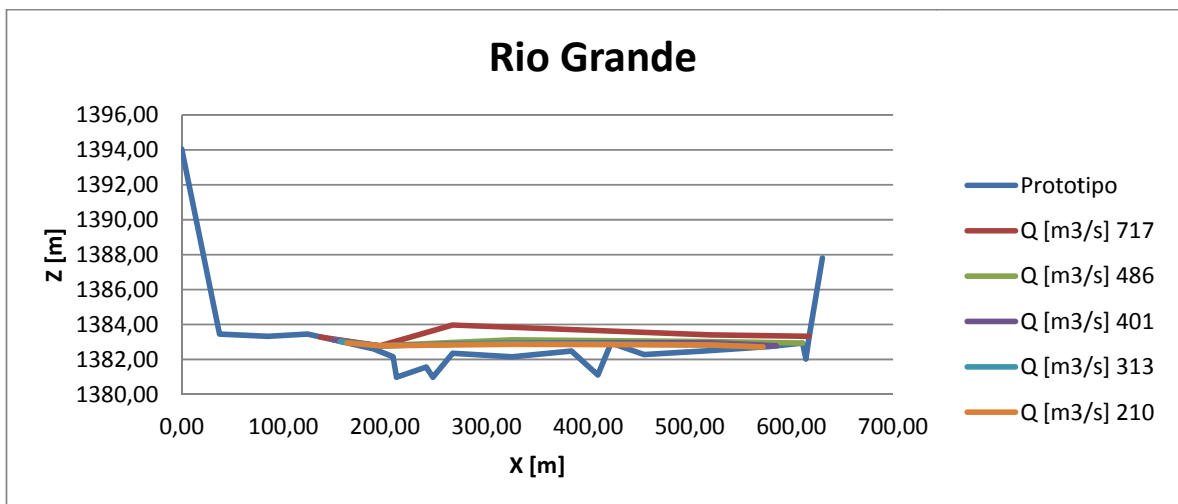


Figura 51: Perfil del cauce para diversos caudales en el Rio Grande.

6.1.2 Ancho del cauce "b".

Con los datos anteriores para diversos caudales se confecciono un grafico que relaciona el caudal líquido y el ancho "b".

En general las formulas de transporte de sedimento dan el caudal solido transportado por metro de ancho del cauce por ello es necesario conocer el ancho del mismo para diversos caudales. Los resultados se muestran en la **Figura 52** y **Figura 53**.

6.1.2.1 Rio Reyes.

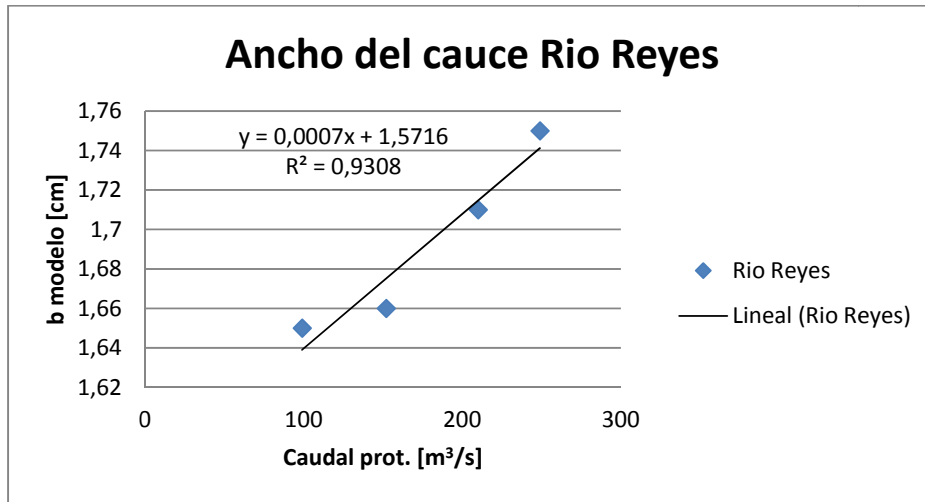


Figura 52: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal. Rio Reyes.

6.1.2.2 Rio Grande.

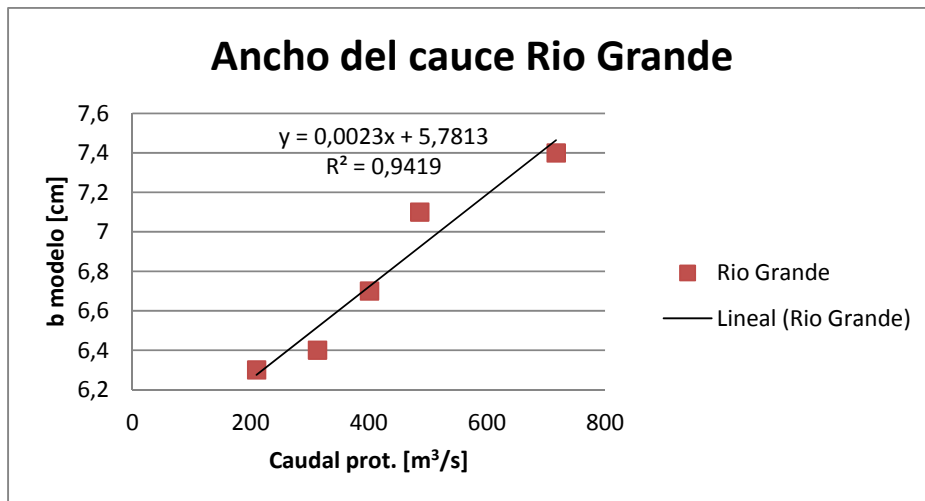


Figura 53: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal. Rio Grande.

6.1.3 Pendiente longitudinal del cauce.

Un parámetro muy importante y sensible en las formulas es la pendiente de fondo ya que como se vio anteriormente influye directamente en la tensión de corte sobre el lecho.

A medida que aumenta la pendiente a igualdad de las otras condiciones la tensión de corte en el lecho aumenta y aumenta la erosión sobre el cauce.

Para la medición del la pendiente de fondo de ambos ríos, se midió con mira y nivel y se tomo la distancia entre mediciones para luego hacer la relación. Los resultados se muestran en la **Tabla 17** y **Tabla 18** y se grafico en la **Figura 54** y **Figura 55**.

6.1.3.1 Río Reyes.

Río Reyes				
Y [m]	Cota [mm]	Z [m]	ΔZ [m]	Pendiente
1	2345	97,66		
2	2380	97,62	0,035	0,035
3	2398	97,60	0,018	0,018
4	2410	97,59	0,012	0,012
5	2425	97,58	0,015	0,015
6	2439	97,56	0,014	0,014
7	2460	97,54	0,021	0,021
				0,019

Tabla 17: Pendiente longitudinal del Río Reyes.

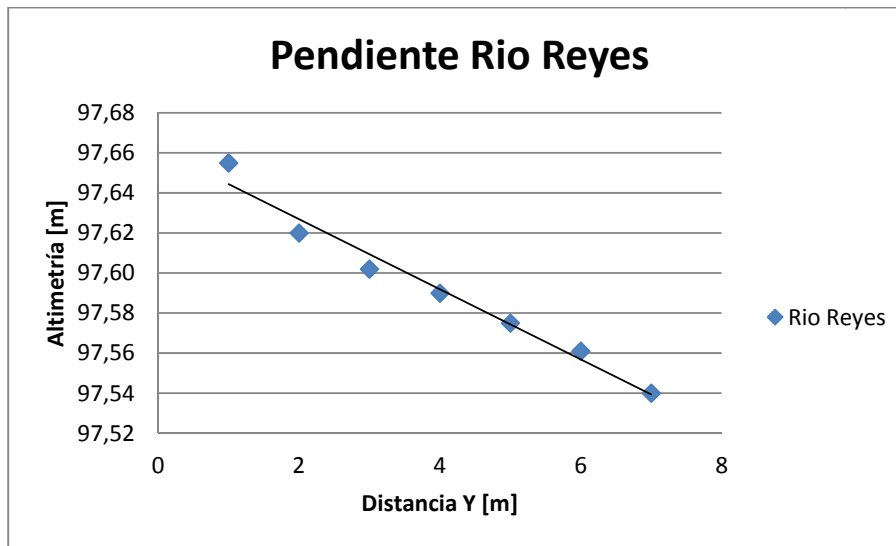


Figura 54: Pendiente longitudinal del Río Reyes.

6.1.3.2 Río Grande.

Río Grande				
Y [m]	Cota [mm]	Z [m]	ΔZ [m]	Pendiente
2	2960	97,04		
3	2979	97,02	0,019	0,019
4	2996	97,00	0,017	0,017
5	3000	97,00	0,004	0,004
6	3012	96,99	0,012	0,012
				0,013

Tabla 18: Pendiente longitudinal del Río Grande.

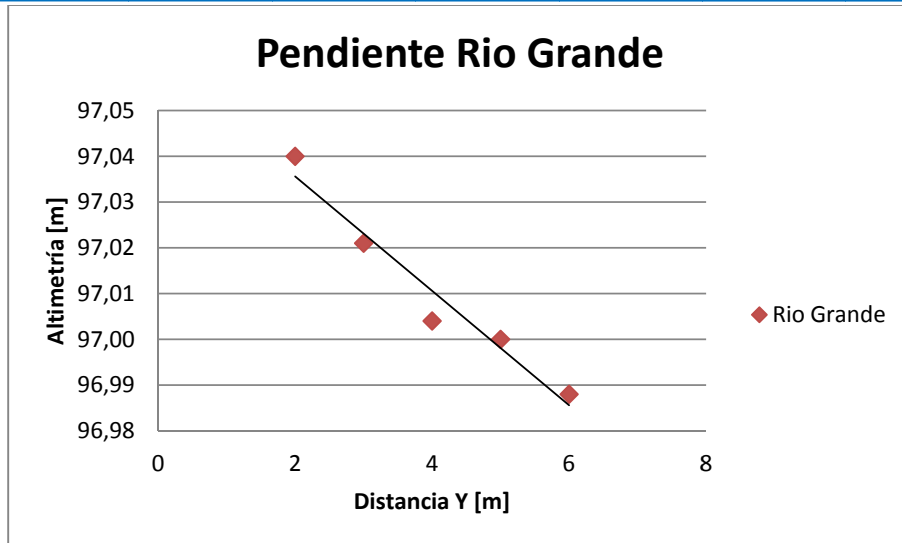


Figura 55: Pendiente longitudinal del Rio Grande.

6.2 Parámetros del sedimento.

6.2.1 Granulometría.

Se realizó la curva granulométrica de nuestro sedimento quedando de la siguiente manera:

Total muestra 1224,7 gr

Tamiz N°	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Peso tamiz (gr.)	Peso suelo (gr.)	Retenido	Retenido acumulado	Pasante acumulado
10	2	0	0	0	0,00	0,00%	100,00%
16	1,18	596,2	579	17,2	0,01	1,40%	98,60%
30	0,6	1598,6	538,2	1060,4	0,87	87,99%	12,01%
40	0,425	575,4	489,7	85,7	0,07	94,99%	5,01%
Fondo		347,1	285,7	61,4	0,05	100,00%	0,00%

Tabla 19: Granulometría del sedimento en el modelo.

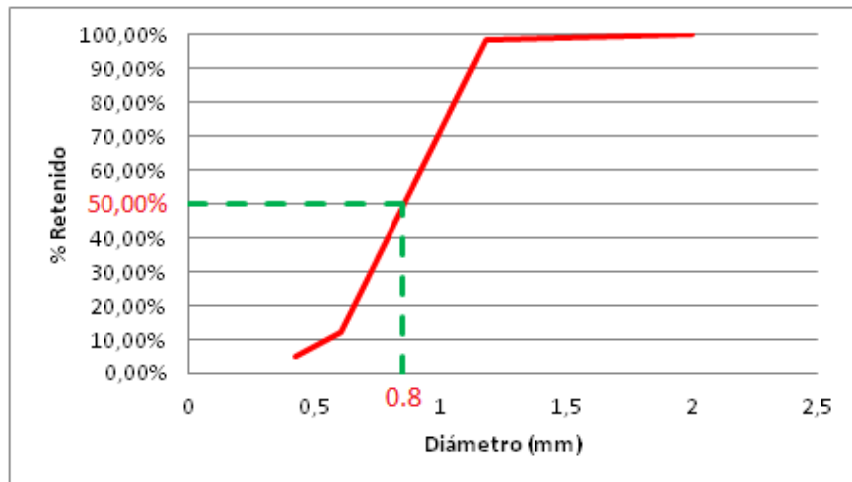


Figura 56: Curva granulométrica del sedimento en el modelo.

El parámetro representativo de la granulometría y del diámetro del sedimento es el d_{50} . En nuestro caso es:

$d_{50} = 0.8 \text{ mm}$

6.2.2 Peso específico.

El peso propio de la partícula es la única fuerza estabilizante que mantiene a la misma en reposo hasta que la tensión de corte en el fondo supera la tensión crítica necesaria para comenzar el movimiento. Se midió el peso específico del sedimento llenando un volumen conocido con sedimento y luego pesando el mismo para luego hacer la relación del peso y el volumen. (Figura 57).

El valor medido es el peso específico saturado a superficie seca del sedimento.



Figura 57: Medición del peso específico del sedimento.

$\gamma_s = 1850 \text{ Kg/m}^3$.

7 COMPARACION DE LAS FORMULAS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO PROPUESTAS.

A continuación para cada formula propuesta anteriormente, se calculó el caudal solido transportado para diversos caudales líquidos. Para ello se utilizó las formulas del radio hidráulico y del ancho del cauce deducidas anteriormente, mediante una regresión. Ver Figura 41 y Figura 49, para el radio hidráulico de cada rio, y Figura 52, Figura 53 que relacionan el ancho del cauce con el caudal. Los parámetros del sedimento utilizado son:

Rio Reyes		Rio Grande	
γ	1000 kg/m^3	γ	1000 kg/m^3
γ_s	1850 kg/m^3	γ_s	1850 kg/m^3
γ'	850 kg/m^3	γ'	850 kg/m^3
Δ	0,85	Δ	0,85
g	9,81 m/s^2	g	9,81 m/s^2
S_0	0,019 m/m	S_0	0,013 m/m
d	0,0008 m	d	0,0008 m

En la **Tabla 20** y **Tabla 21** se colocó el caudal sólido para diversos caudales líquidos calculado con las distintas formulas. En la **Figura 58** y **Figura 59** se graficaron los resultados.

7.1.1 Río Reyes

Río Reyes						
Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	Meyer Peter - Muller		Du Boys - Straub		Einstein - Brown	
	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]
100,00	0,007	0,004	0,000	0,000	0,041	0,022
125,00	0,012	0,006	0,019	0,010	0,090	0,049
150,00	0,018	0,010	0,052	0,028	0,170	0,092
175,00	0,028	0,015	0,096	0,052	0,287	0,155
200,00	0,040	0,022	0,153	0,083	0,450	0,243
225,00	0,056	0,030	0,222	0,120	0,666	0,360
250,00	0,077	0,042	0,303	0,164	0,945	0,511

Tabla 20: Comparación de la formulas de transporte para el Río Reyes.

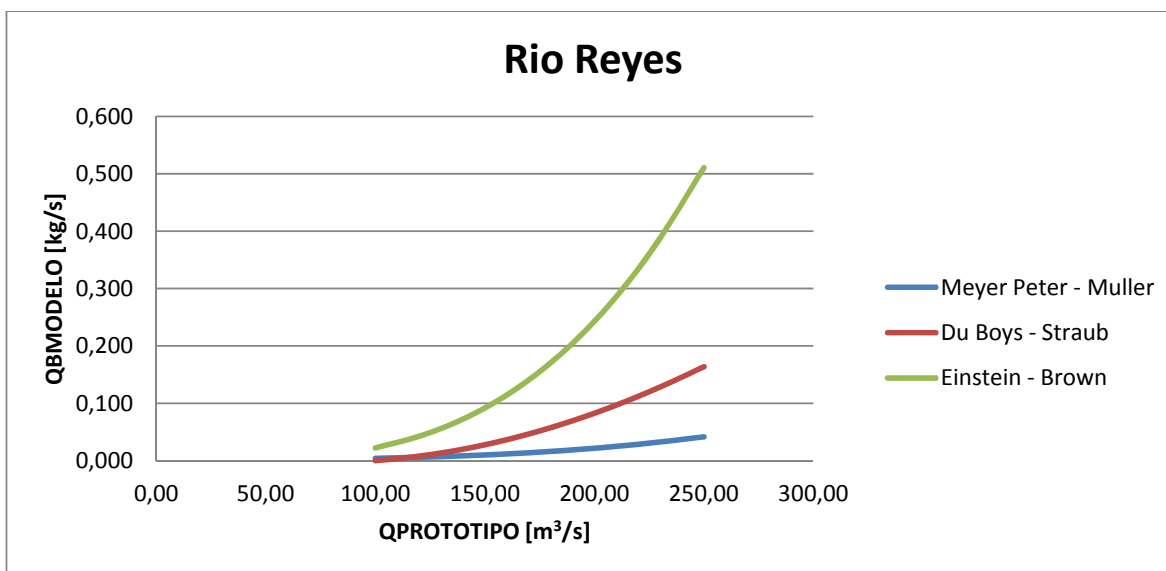


Figura 58: Comparación de la formulas de transporte para el Río Reyes.

7.1.2 Río Grande.

Río Grande						
Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	Meyer - Peter		Du Boys - Straub		Einstein - Brown	
	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]
200,00	0,026	0,014	0,000	0,000	0,138	0,075
225,00	0,025	0,014	0,000	0,000	0,136	0,073
250,00	0,025	0,014	0,000	0,000	0,135	0,073
275,00	0,026	0,014	0,000	0,000	0,136	0,074

300,00	0,026	0,014	0,000	0,000	0,140	0,076
325,00	0,027	0,015	0,000	0,000	0,145	0,079
350,00	0,028	0,015	0,000	0,000	0,149	0,080
375,00	0,029	0,016	0,000	0,000	0,162	0,088
400,00	0,031	0,017	0,000	0,000	0,180	0,097
425,00	0,033	0,018	0,000	0,000	0,202	0,109
450,00	0,036	0,019	0,014	0,007	0,231	0,125
475,00	0,039	0,021	0,029	0,016	0,266	0,144
500,00	0,043	0,023	0,047	0,026	0,309	0,167
525,00	0,048	0,026	0,071	0,038	0,363	0,196
550,00	0,054	0,029	0,098	0,053	0,429	0,232
575,00	0,061	0,033	0,132	0,071	0,509	0,275
600,00	0,069	0,037	0,172	0,093	0,606	0,328
625,00	0,079	0,043	0,220	0,119	0,725	0,392
650,00	0,090	0,049	0,276	0,149	0,868	0,469
675,00	0,104	0,056	0,342	0,185	1,040	0,562
700,00	0,120	0,065	0,419	0,226	1,247	0,674

Tabla 21: Comparación de la formulas de transporte para el Rio Grande.

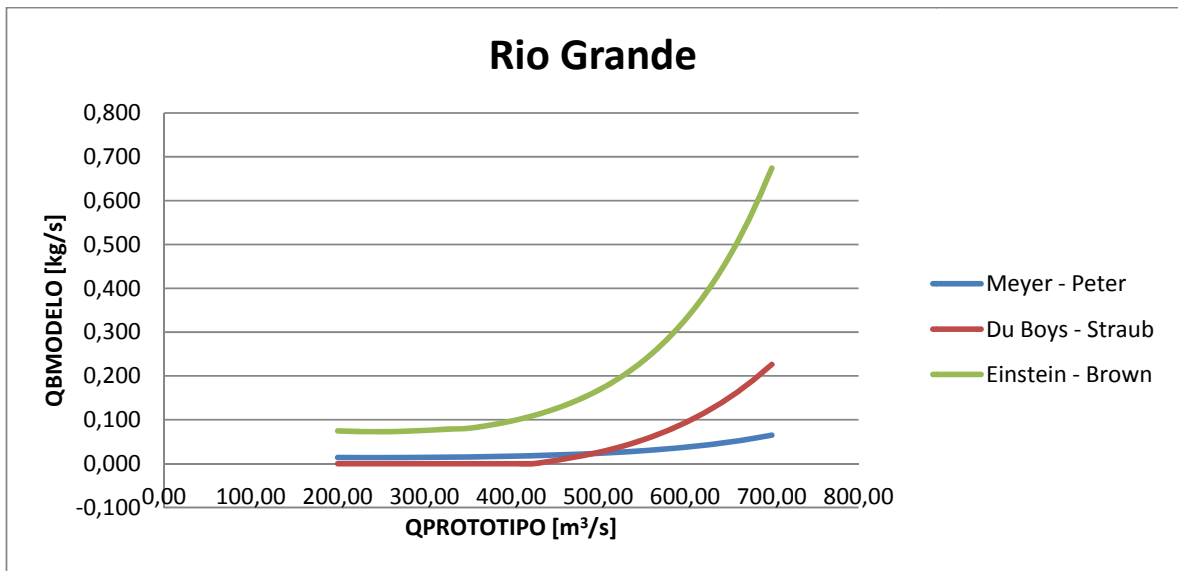


Figura 59: Comparación de la formulas de transporte para el Rio Grande.

A partir del análisis anterior se puede observar las discrepancias entre las formulas, por lo que se busco un criterio para poder elegir la que más se adecue a nuestro modelo.

El criterio usado para establecer el orden de magnitud del transporte de sedimento de nuestro modelo fue la del volumen erosionado durante los procedimientos de operación de compuertas en los ensayos sin aporte de sedimentos. Para ello se relevo la superficie del modelo, obtenida durante las maniobras de operación en los ensayos. Se relevo la superficie mediante mira y nivel y se grafico en Surfer, luego el volumen transportado se calculo como la diferencia entre esta superficie y una superficie horizontal a cota 1373 m/s.n.m ya que esta es la condición que se estableció como inicio en todos los ensayos para luego poder compararlos entre sí.

Este volumen obtenido se corrobora con el volumen de sedimentos atrapado en la tolva (Figura 60) que se construyo inmediatamente aguas abajo del dique. Para ello una vez terminado el ensayo se saca el agua y se mide el volumen de arena atrapado en la misma.



Figura 60: Tolva de arena.

7.2 Selección de la formula de transporte a aplicar.

Se ensayaron las dos políticas propuestas sin aporte de sedimentos y se calculo el volumen de arena como se detallo anteriormente y luego se simulo el transporte de sedimento con las formulas antes mencionadas para luego seleccionar la formula cuyo orden de magnitud se ajuste más a lo que se observa en el modelo.

7.2.1 Política I (esperar la crecida con las compuertas cerradas).

7.2.1.1 Ensayo sin aporte de sedimentos.

El ensayo consta de las etapas vistas en 2.1, se ensayo la crecida en el modelo y se aplico las políticas de aperturas de compuertas sin aporte de sedimento. Los caudales utilizados pueden observarse en la **Tabla 22**.

Río Grande		Río Reyes		Q Total en prototipo (m ³ /s)
Q prototipo (m ³ /s)	Q modelo (lt/s)	Q prototipo (m ³ /s)	Q modelo (lt/s)	
388	11,38	210	6,18	598
388	11,38	210	6,18	598
388	11,38	0	0,00	388
210	7,30	0	0,00	210

224	6,58	0	0,00	224
224	6,58	0	0,00	224
193	5,66	0	0,00	193

Tabla 22: Caudales utilizados en la modelación de la Política I.

Una vez realizado esto se relevo la superficie (**Figura 61**) obtenida mediante mira y nivel y se grafico en Surfer. (Ver **Figura 62**).

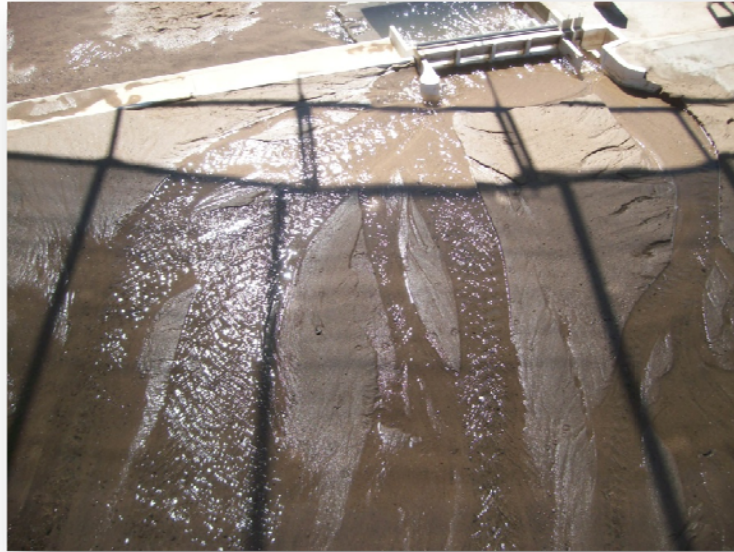


Figura 61: Superficie obtenida durante el ensayo de las políticas de apertura I.

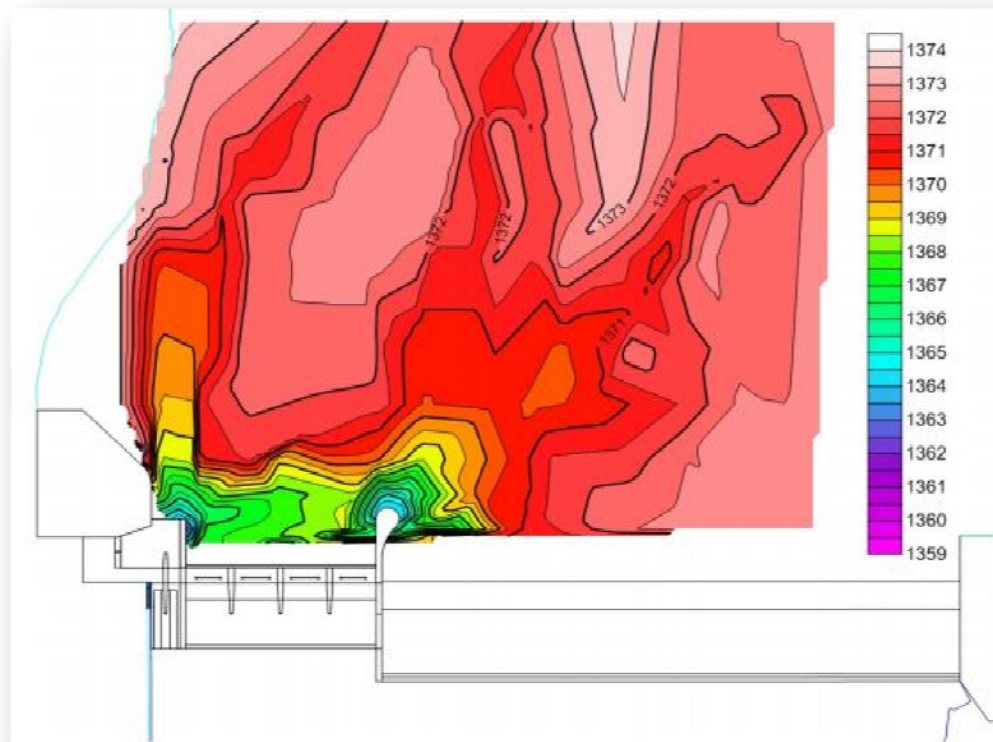


Figura 62: Grafico en Surfer de la superficie obtenida durante la crecida aplicando las políticas de operación I.

Luego se calculo el volumen de sedimentos transportado tanto mediante Surfer como mediante la medición del volumen de sedimentos alojados en la tolva. (Ver **Tabla 23**).

1) Tolva

Superficie de la tolva [m ²]	0,90
Altura arena [m]	0,17
Volumen de arena [m ³]	0,15 (A)

2) Superficie Digital del Terreno (Surfer)

Volumen de arena removido	Prototipo [m ³]	38.660
	Modelo [m ³]	0,14 (B)

Diferencia [m ³]	0,01 (A-B)
Error [%]	5% (A-B)/max(A,B)

Tabla 23: Volumen de sedimentos transportados para las políticas de operación I.

Se puede observar que el volumen que transporta el modelo es aproximadamente 0.145m³.

A continuación se modelo numéricamente cuanto sería el volumen de sedimentos transportado por cada formula bajo las mismas condiciones de caudal.

7.2.1.2 Calculo del volumen de sedimentos.

7.2.1.2.1 Fórmula de Meyer Peter – Muller.

En las **Tabla 24** y **Tabla 25** se calculo el caudal solido transportado para cada caudal, luego multiplicado por el tiempo se calculo cual sería el volumen transportado. Lo mismo se realizo en la **Tabla 26** y **Tabla 27** según la fórmula de Du Boys – Straub y en la **Tabla 28** y **Tabla 29** según la fórmula de Einstein - Brown

Rio Reyes					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		210	0,05	0,02	
600	600	210	0,05	0,02	30,0
1200	600	0	0,00	0,00	0,0
1800	600	0	0,00	0,00	0,0
2400	600	0	0,00	0,00	0,0
3600	1200	0	0,00	0,00	0,0
					30,0

Tabla 24: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Meyer – Peter según las políticas de manejo de compuertas I.

Rio Grande					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		390	0,030	0,02	
600	600	390	0,030	0,02	9,8
1200	600	390	0,030	0,02	9,8
1800	600	250	0,025	0,01	8,2
2400	600	225	0,025	0,01	8,2
3600	1200	225	0,025	0,01	16,4
					52,5

Tabla 25: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Meyer – Peter según las políticas de manejo de compuertas I.

Rio Reyes 30,0 lt
 Rio Grande 52,5 lt
 82,5 lt

7.2.1.2.2 Fórmula de Du Boys – Straub.

Rio Reyes					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		210	0,1789	0,097	
600	600	210	0,1789	0,097	58,03
1200	600	0	0,0000	0,000	0,00
1800	600	0	0,0000	0,000	0,00
2400	600	0	0,0000	0,000	0,00
3600	1200	0	0,0000	0,000	0,00
					58,03

Tabla 26: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Du Boys - Straub según las políticas de manejo de compuertas I.

Rio Grande					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		390	0	0,000	
600	600	390	0	0,000	0,00
1200	600	390	0	0,000	0,00
1800	600	250	0	0,000	0,00
2400	600	225	0	0,000	0,00
3600	1200	250	0	0,000	0,00
					0,00

Tabla 27: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Du Boys - Straub según las políticas de manejo de compuertas I.

Rio Reyes 58,0
 Rio Grande 0,0
 58,0

7.2.1.2.3 Fórmula de Einstein - Brown.

Rio Reyes					
Tiempo ensa- yo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimen- to [lt]
0		210	0,5293	0,286	
600	600	210	0,5293	0,286	171,65
1200	600	0	0,0000	0,000	0,00
1800	600	0	0,0000	0,000	0,00
2400	600	0	0,0000	0,000	0,00
3600	1200	0	0,0000	0,000	0,00
					171,65

Tabla 28: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Einstein – Brown según las políticas de manejo de compuertas I.

Rio Grande					
Tiempo ensa- yo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimen- to [lt]
0		390	0,1723	0,093	
600	600	390	0,1723	0,093	55,88
1200	600	390	0,1723	0,093	55,88
1800	600	250	0,1350	0,073	43,79
2400	600	225	0,1356	0,073	43,97
3600	1200	225	0,1356	0,073	87,93
					287,44

Tabla 29: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Einstein – Brown según las políticas de manejo de compuertas I.

Rio Reyes 171,7
 Rio Grande 287,4
 459,1

7.2.2 Política II (esperar la crecida con las compuertas abiertas).

7.2.2.1 Ensayo sin aporte de sedimentos.

A continuación se modelo la metodología de aperturas de compuertas según los pasos a seguir vistos en 2.2. Los caudales modelados se tabulan en la **Tabla 30**. En la **Figura 63** se puede observar la superficie obtenida al final del ensayo.

Río Grande		Río Reyes		Q Total en prototipo (m ³ /s)
Q prototipo (m ³ /s)	Q modelo (lt/s)	Q prototipo (m ³ /s)	Q modelo (lt/s)	
388	11,38	210	6,18	598
388	11,38	210	6,18	598
388	11,38	210	6,18	598
308	9,03	168	4,93	476
197	5,78	99	2,92	296
197	5,78	99	2,92	296
197	5,78	99	2,92	296
134	3,94	0	0,00	134
152	4,47	0	0,00	152

Tabla 30: Caudales utilizados en la modelación de la Política II.

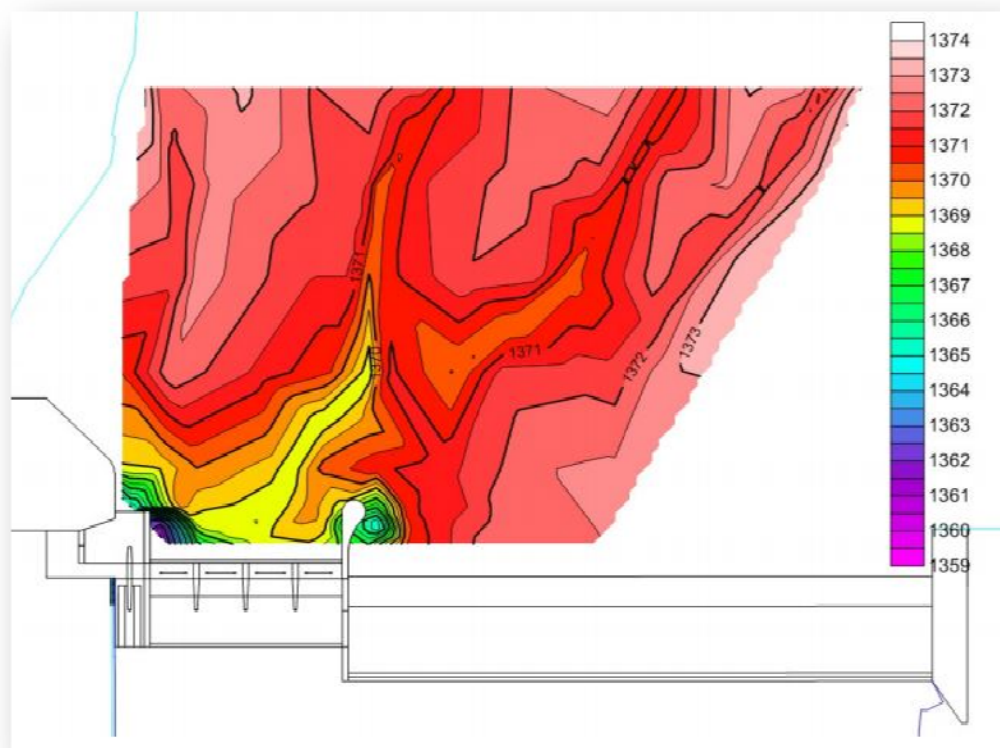


Figura 63: Grafico en Surfer de la superficie obtenida durante la crecida aplicando las políticas de operación II.

En la **Tabla 31** se muestra el volumen de sedimentos transportado durante el ensayo, obtenido mediante la superficie digital relevada con mira, nivel y graficada en Surfer como así también el volumen de sedimentos retenido en la tolva, se puede ver que el mismo es aproximadamente 0.115 m³.

1) Tolva

Superficie de la tolva [m ²]	0,90
Altura arena [m]	0,14
Volumen de arena [m ³]	0,12 (A)

2) Superficie Digital del Terreno

Volumen de arena removido	Prototipo [m ³]	29.065
	Modelo [m ³]	0,11 (B)

Diferencia [m ³]	0,02 (A-B)
Error [%]	13% (A-B)/max(A,B)

Tabla 31: Volumen de sedimentos transportados para las políticas de operación II.

A continuación se evaluó la capacidad de transporte de sedimentos de cada río bajo las distintas formulas propuestas para la metodología de aperturas de compuerta II. En la **Tabla 32** y **Tabla 33** se calculó el caudal solido transportado según Meyer Peter –Muller, en la **Tabla 34** y **Tabla 35** según Du Boys – Straub y por ultimo en la **Tabla 36** y **Tabla 37** según Einstein – Brown.

7.2.2.2 Cálculo del volumen de sedimentos.

7.2.2.2.1 Fórmula de Meyer Peter – Muller.

Rio Reyes					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		210	0,05	0,02	
900	900	210	0,05	0,02	22,45
1200	300	210	0,05	0,02	7,48
1500	300	168	0,02	0,01	4,02
1920	420	99	0,01	0,00	1,63
2340	420	99	0,01	0,00	1,63
2640	300	99	0,01	0,00	1,16
3000	360	0	0,00	0,00	0,00
3300	300	0	0,00	0,00	0,00
3600	300	0	0,00	0,00	0,00
					38,37

Tabla 32: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Meyer Peter - Muller según las políticas de manejo de compuertas II.

Rio Grande					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		388	0,03	0,02	



900	900	388	0,03	0,02	14,70
1200	300	388	0,03	0,02	4,90
1500	300	308	0,03	0,01	4,26
1920	420	197	0,03	0,01	5,81
2340	420	197	0,03	0,01	5,81
2640	300	197	0,03	0,01	4,15
3000	360	134	0,03	0,01	5,34
3300	300	152	0,03	0,01	4,34
3600	300	152	0,03	0,01	4,34
					53,65

Tabla 33: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Meyer Peter - Muller según las políticas de manejo de compuertas II.

Rio Reyes 38,4
 Rio Grande 53,6
 92,0

7.2.2.2.2 Fórmula de Du Boys – Straub.

Rio Reyes					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		210	0,18	0,097	
900	900	210	0,18	0,097	87,0
1200	300	210	0,18	0,097	29,0
1500	300	168	0,08	0,045	13,4
1920	420	99	0,00	0,000	0,0
2340	420	99	0,00	0,000	0,0
2640	300	99	0,00	0,000	0,0
3000	360	0	0,00	0,000	0,0
3300	300	0	0,00	0,000	0,0
3600	300	0	0,00	0,000	0,0
					129,5

Tabla 34: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Du Boys – Straub según las políticas de manejo de compuertas II.

Rio Grande					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		388	0,00	0,000	
900	900	388	0,00	0,000	0,00
1200	300	388	0,00	0,000	0,00
1500	300	308	0,00	0,000	0,00
1920	420	197	0,00	0,000	0,00

2340	420	197	0,00	0,000	0,00
2640	300	197	0,00	0,000	0,00
3000	360	134	0,00	0,000	0,00
3300	300	152	0,00	0,000	0,00
3600	300	152	0,00	0,000	0,00
					0,00

Tabla 35: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Du Boys – Straub según las políticas de manejo de compuertas II.

Rio Reyes 129,5
 Rio Grande 0,0
 129,5

7.2.2.2.3 Fórmula de Einstein - Brown.

Rio Reyes					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		210	0,53	0,286	
900	900	210	0,53	0,286	257,48
1200	300	210	0,53	0,286	85,83
1500	300	168	0,25	0,135	40,50
1920	420	99	0,04	0,021	8,91
2340	420	99	0,04	0,021	8,91
2640	300	99	0,04	0,021	6,36
3000	360	0	0,00	0,000	0,00
3300	300	0	0,00	0,000	0,00
3600	300	0	0,00	0,000	0,00
					408,00

Tabla 36: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Reyes según la fórmula de Einstein - Brown según las políticas de manejo de compuertas II.

Rio Grande					
Tiempo ensayo [s]	Δ Tiempo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]	QB _{MODELO} [kg/s]	QB _{MODELO} [lt/s]	Volumen Sedimento [lt]
0		388	0,17	0,092	
900	900	388	0,17	0,092	83,12
1200	300	388	0,17	0,092	27,71
1500	300	308	0,13	0,072	21,70
1920	420	197	0,13	0,071	29,97
2340	420	197	0,13	0,071	29,97
2640	300	197	0,13	0,071	21,41
3000	360	134	0,16	0,084	30,11

3300	300	152	0,15	0,079	23,71
3600	300	152	0,15	0,079	23,71
					291,42

Tabla 37: Volumen de sedimentos transportados por el Rio Grande según la fórmula de Einstein - Brown según las políticas de manejo de compuertas II.

Rio Reyes	408,0
Rio Grande	291,4
	699,4

7.2.3 Comparación y selección de la formula a aplicar.

Como se dijo anteriormente cualquiera de las tres formulas propuestas son igualmente validas ya que para los valores de los parámetros tanto del cauce como del sedimento estos entran dentro de los limites de aplicación de las mismas. La selección de la formula será la que más se adecua al caso de estudio ya sea por experiencia profesional o por la comparación de algún parámetro conocido.

En nuestro caso se eligió como parámetro de comparación, para saber el orden de magnitud en la capacidad de transporte de sedimentos, al volumen transportado durante los ensayos sin aportes de sedimentos. En la **Tabla 38** y **Tabla 39** se resume la capacidad de transporte de sedimentos calculada para cada rio mediante cada formula según las dos políticas de manejo de compuertas.

	Política de Manejo I			
	Meyer Peter - Muller [Its]	Du Boys - Straub [Its]	Einstein - Brown [Its]	Sin aporte [Its]
Rio Reyes	30	58	171,7	
Rio Grande	52,5	0	287,4	
TOTAL	82,5	58	459,1	145
	43%	60%	217%	

Tabla 38: Tabla resumen transporte de sedimentos Política I.

	Política de Manejo II			
	Meyer Peter - Muller [Its]	Du Boys - Straub [Its]	Einstein - Brown [Its]	Sin aporte [Its]
Rio Reyes	38,4	129,5	408	
Rio Grande	53,6	0	291,4	
TOTAL	92	129,5	699,4	115
	20%	13%	508%	

Tabla 39: Tabla resumen transporte de sedimentos Política II.

Se puede ver que las dos formulas que menos discrepancias tienen con el volumen de sedimentos transportado en el caso si aportes son las de Meyer Peter – Muller y Du Boys – Straub. Con la formula de Einstein – Brown se obtienen valores de aportes de entre 2 y 5 veces más que las que se obtuvieron sin aportes por lo que se la descarto.

En la formula de Du Boys – Straub se puede ver que el caudal solido transportado por el rio Grande es nulo esto es porque la tensión de corte en el fondo es menor que la tensión critica para comenzar el movimientos de las partículas. Esto es irreal en la práctica así que también se descarto dicha fórmula

Por todo lo anteriormente comentado se selecciono la formula de Meyer Peter –Muller como de aplicación en nuestro modelo ya que es la que se cree que mejor se ajusta a nuestro caso.

8 PROCEDIMIENTOS DE APERTURA DE COMPUERTAS CON APORTE DE SEDI-MENTOS.

A continuación se ensayaron los procedimientos de aperturas de compuertas descritos en el **Capítulo 2** (POLITICAS DE OPERACIÓN DE APERTURA DE COMPUERTAS EN EL DIQUE “LOS MOLINOS”.). (Página 25) pero con aportes de sedimentos según la fórmula de Meyer Peter - Muller.

8.1 Esperar la crecida con compuertas cerradas (Política I).

Los caudales tanto líquidos como sólidos ensayados en el modelo fueron los tabulados en la **Tabla 40**. Se puede observar que el pico del hidrograma es de 600 [m³/s] y es el mismo hidrograma que se ensayo para la misma Política pero sin aportes de sedimentos visto en **7.2.1.1** (Página 62).

Tiempo ensayo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]			Volumen Sedimento [lt/s]	
	Rio Reyes	Rio Grande	TOTAL	Rio Reyes	Rio Grande
0	210,00	390,00	600,00	0,025	0,016
10	210,00	390,00	600,00	0,025	0,016
20	0,00	390,00	390,00	0,000	0,016
30	0,00	250,00	250,00	0,000	0,014
40	0,00	225,00	225,00	0,000	0,014
60	0,00	225,00	225,00	0,000	0,014

Tabla 40: Aporte de sedimento según la Política I.

Los caudales del hidrograma se dividen 65% para el Rio Grande y 35% para el Rio Reyes según estudios previos de las cuencas. Debido a la dificultad de manejo de las bombas del modelo para proporcionar pequeños caudales (Inferiores a 200 m³/s en prototipo) se opto por derivar todo el caudal por el Rio Grande una vez que el caudal del Rio Reyes es inferior al especificado.

En la **Figura 64** se puede observar el hidrograma ensayado.

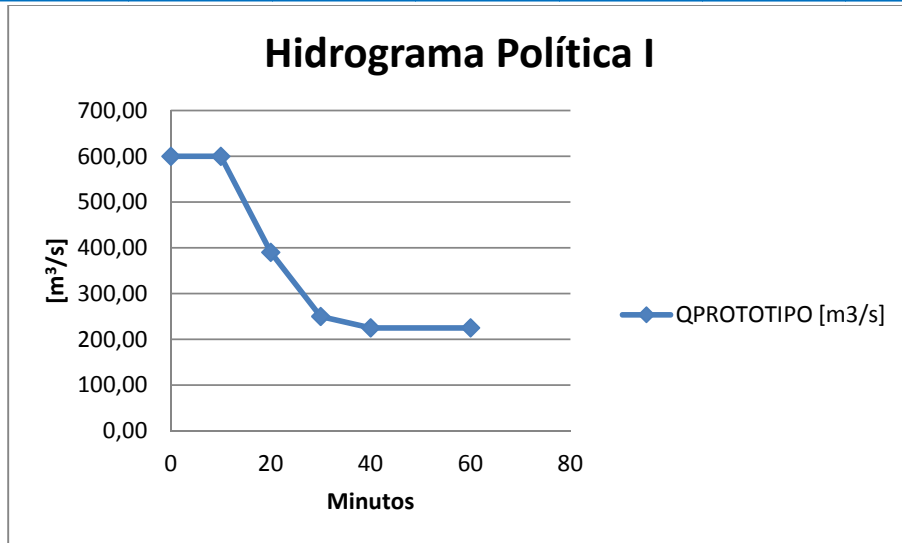


Figura 64: Hidrograma medio anual utilizado en la Política I.

En la **Figura 65** se observa el flujograma ensayador durante la Política de operación I.

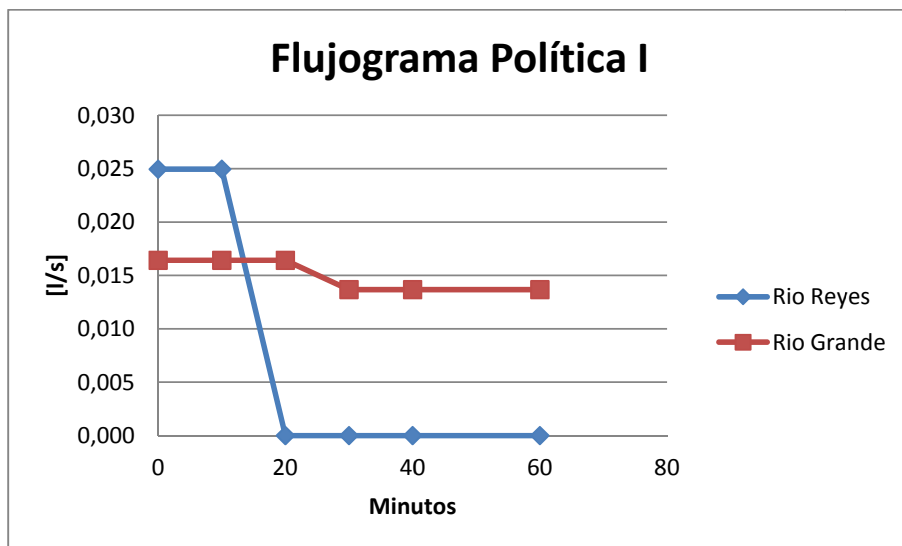


Figura 65: Flujograma para el hidrograma de la Figura 64.

Debido a la dificultad de proporcionar un flujograma constante para alimentar a los ríos con sedimentos se opto por escalonarlo cada 5 minutos y arrojar el volumen de sedimentos especificado en la **Tabla 41**.

Tiempo ensayo [s]	Volumen Sedimento [lt]	
	Rio reyes	Rio Grande
0	7,50	5,00
5	7,50	5,00
10	7,50	5,00
15	7,50	5,00
20	7,50	5,00

25		4,00
30		4,00
35		4,00
40		4,00
45		4,00
50		4,00
55		4,00
60		

30,00 53,00

83,00

Tabla 41: Volumen de sedimento arrojado en cada instante de tiempo para la Política I.

Se midió en un balde los volúmenes de sedimento a arrojar en cada río según la **Tabla 41**, para luego arrojarlos uniformemente en el tiempo que corresponde. Se trato de arrojar el sedimento parejo a lo largo del cauce para evitar que se formen islas que el flujo no sea capaz de transportar. (Ver **Figura 66** y **Figura 67**)



Figura 66: Medición volumen arena arrojado en cada río.



Figura 67: Arrojado del sedimento en el Rio Grande para la política de apertura II.

8.1.1 Análisis y resultados.

Una vez completado el hidrograma de ensayo y aplicando las Políticas de aperturas de Compuertas I se relevo mediante mira y nivel la superficie resultante. (Ver **Figura 68** y **Figura 69**).



Figura 68: Relevamiento de la superficie con aporte de sedimentos una vez aplicada la Política de aperturas I.



Figura 69: Superficie final obtenida al aplicar la política de manejo I.

A continuación se dibujo la superficie digital del modelo, obtenida al final del ensayo.

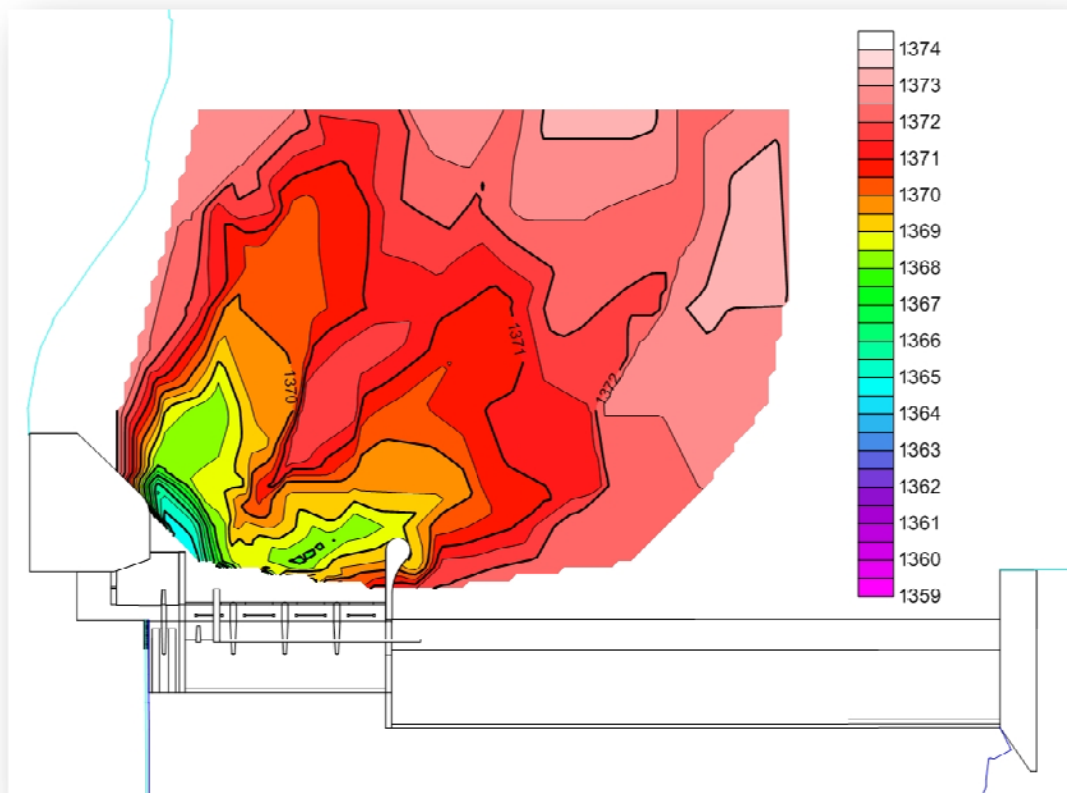


Figura 70: Superficie digital del modelo aplicando las políticas de apertura I.

A partir de la superficie digital anterior se obtuvieron 4 perfiles cuya ubicación se detalla en la **Figura 71**.

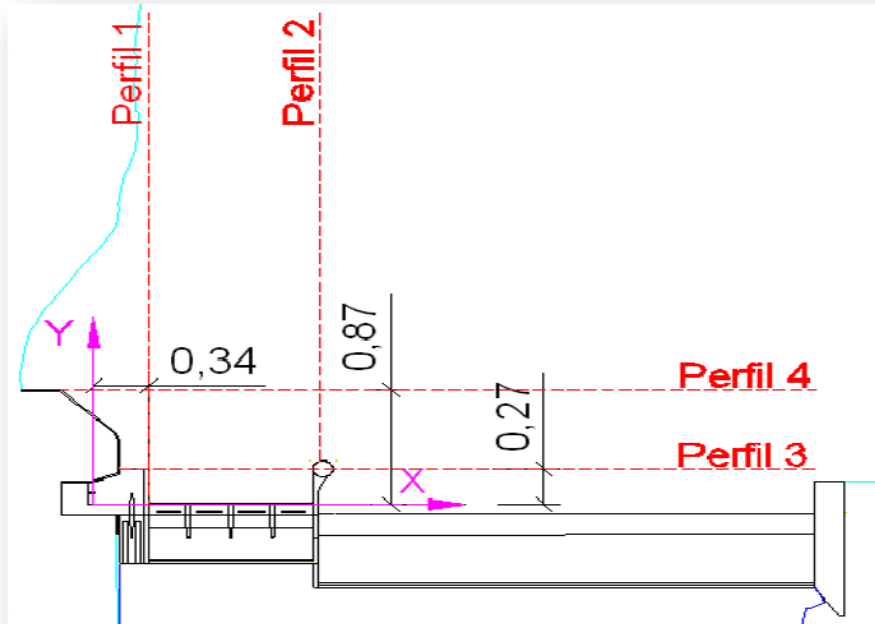


Figura 71: Ubicación de los perfiles relevados.

Antes de presentar los perfiles obtenidos vale destacar que el **ENSAYO 41** corresponde al caso donde se aporó sedimento y el **ENSAYO 33** donde no se aporó sedimentos. Ambos ensayos se modelaron bajo las mismas políticas de operación de apertura de compuertas y con el mismo hidrograma antes mencionado.

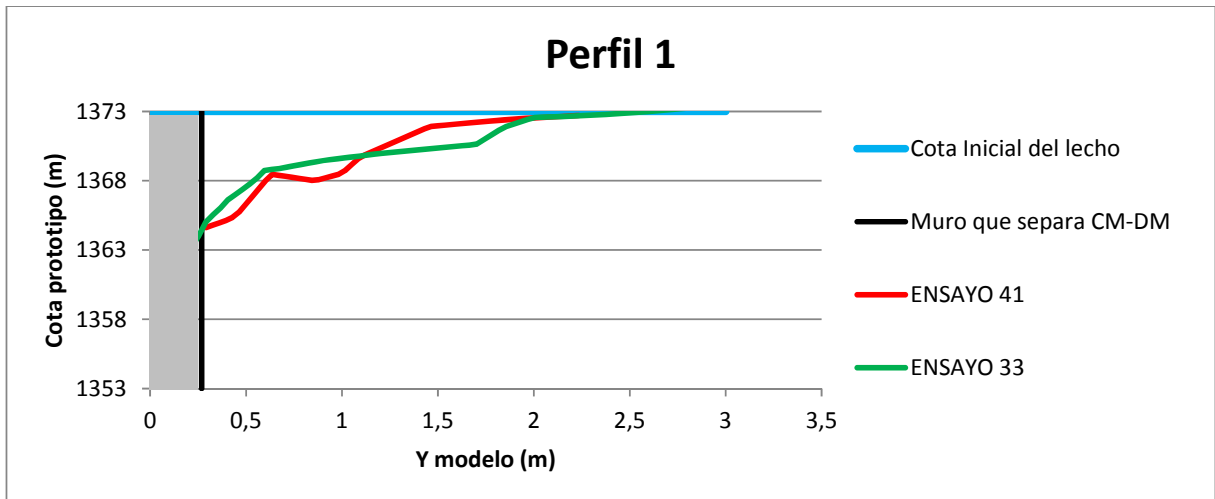


Figura 72: Perfil 1 política I.

Se puede observar que en el perfil 1 (Ver **Figura 72**) no se observan cambios con respecto al caso en donde no se aporó sedimento al río (agua clara).

En la **Figura 73**, **Figura 74** y **Figura 75** se puede observar los restantes perfiles relevados.

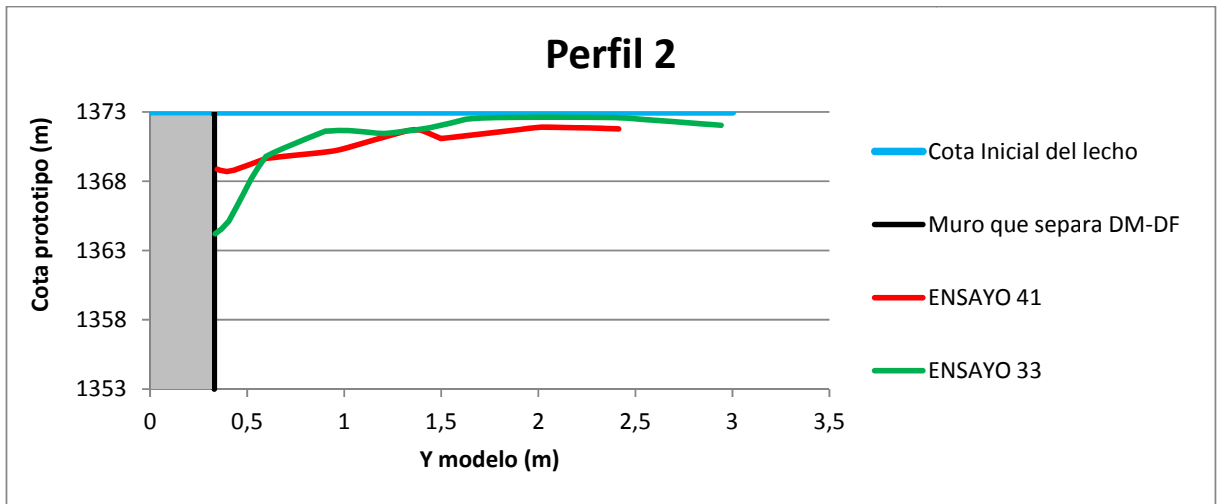


Figura 73: Perfil 2 política I.

En el perfil 2 puede observarse una disminución en la erosión inmediatamente cercana al dique mientras que aguas arriba el perfil coincide con el caso sin aportes.

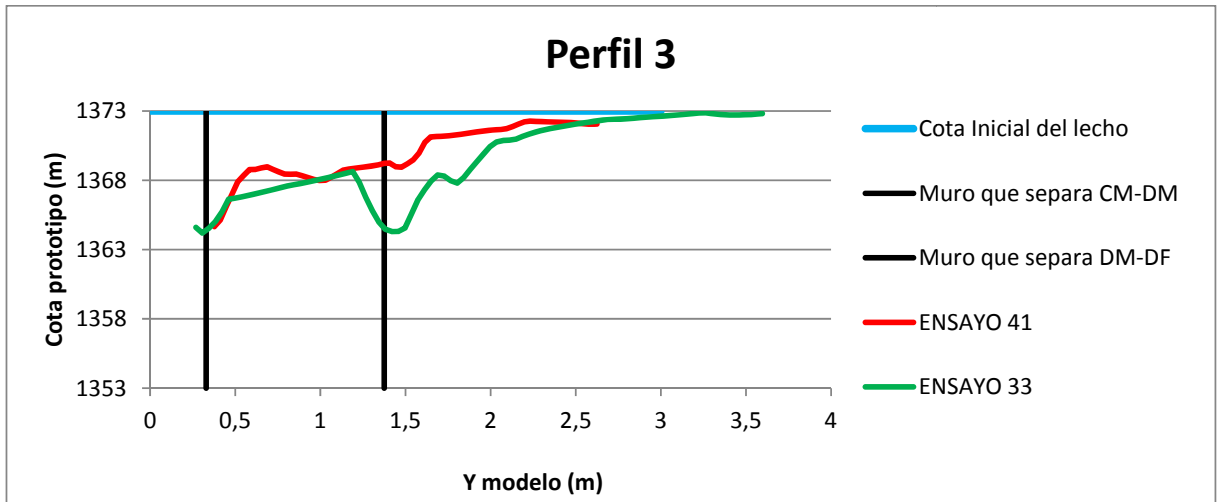


Figura 74: Perfil 3 política I.

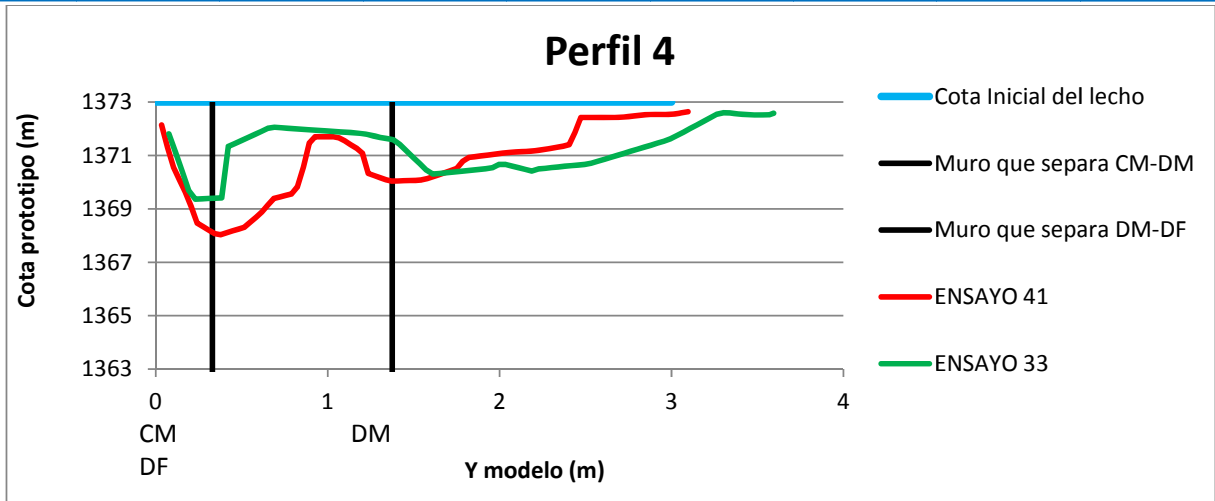


Figura 75: Perfil 4 política I.

En el perfil 3 y 4 puede observarse que la erosión general permanece constante para el caso con y sin aportes aunque se ve una disminución en los canales formados.

Tal como se explico, el objetivo principal de las políticas de operación de compuertas es obtener una metodología que permita la limpieza de las obras de toma hacia el canal derivador y en cercanías del canal moderador. Podemos ver en el perfil 1 que la erosión cercana a la obra de toma en el caso con aportes de sedimentos es muy similar al caso de sin aportes.

Para el restante de los perfiles la pendiente general coincide con el caso de sin aportes aunque se ve una disminución en los canales formados.

Se concluye que las políticas de apertura de compuertas I satisfacen con los requerimientos necesarios.

8.2 Esperar la crecida con compuertas abiertas (Política II).

Análogamente a la política de operación I, se realizo el mismo análisis para la política de operación II. En la **Tabla 42** se tabulo los caudales utilizados durante el ensayo junto con los caudales sólidos que le corresponde a cada rio.

Tiempo ensayo [s]	Q _{PROTOTIPO} [m ³ /s]			Volumen Sedimento [lt/s]	
	Rio Reyes	Rio Grande	TOTAL	Rio Reyes	Rio Grande
0	210,00	388,00	598,00	0,025	0,016
15	210,00	388,00	598,00	0,025	0,016
20	210,00	388,00	598,00	0,025	0,016
25	168,00	308,00	476,00	0,013	0,014
32	99,00	197,00	296,00	0,004	0,014
39	99,00	197,00	296,00	0,004	0,014
44	99,00	197,00	296,00	0,004	0,014
50	0,00	134,00	152,00	0,001	0,015
55	0,00	152,00	134,00	0,001	0,014
60	0,00	152,00	134,00	0,001	0,014

Tabla 42: Aporte de sedimento según la Política II.

En el **Figura 76** se presenta el hidrograma que se utilizo para el ensayo, que es el mismo que se utilizo para el ensayo sin aportes de sedimentos bajo la misma política de operación de compuertas.

En la **Figura 77** se presenta el flujograma de cada rio correspondiente al hidrograma de ensayo.

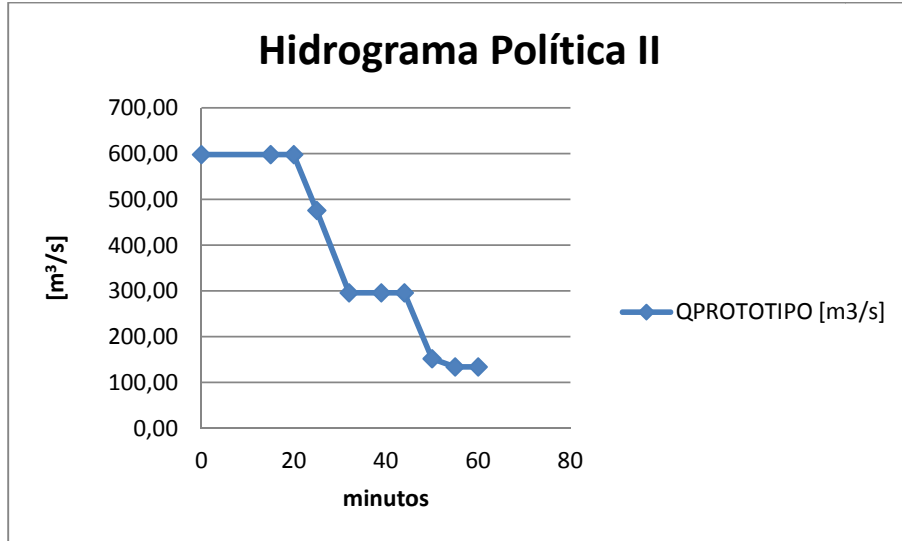


Figura 76 Hidrograma medio anual utilizado en la Política II.

En la **Figura 77** se observa el flujograma utilizado durante los ensayos aplicando la Política de operación II.

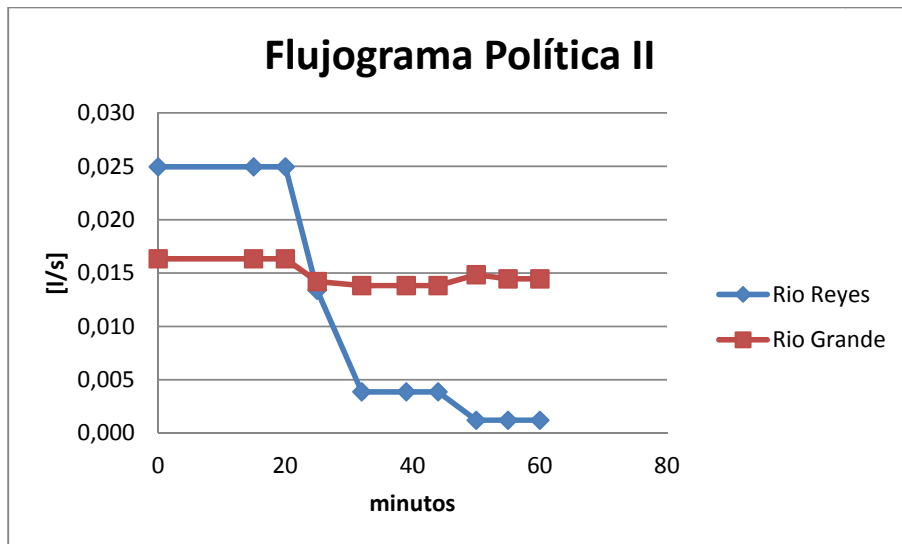


Figura 77: Flujograma para el hidrograma de la Figura 76.

Al igual que en el caso anterior se escalono el aporte de sedimentos en intervalos de 5 minutos. En la **Tabla 43** se muestran los valores a arrojar en cada rio.

Tiempo ensayo [s]	Volumen Sedimento [lt]	
	Rio reyes	Rio Grande
0	7,50	5,00
5	7,50	5,00
10	7,50	5,00
15	7,50	5,00
20	4,00	4,00
25	1,00	4,00
30	1,00	4,00
35	1,00	4,00
40	1,00	4,00
45	0,00	5,00
50	0,00	4,00
55	0,00	4,00
60		
	38,00	53,00
	91,00	

Tabla 43: Volumen de sedimento arrojado en cada instante de tiempo para la Política II.

8.2.1 Análisis y resultados.

En la **Figura 78** se puede observar la superficie obtenida al final del ensayo. En la **Figura 79** se observa la superficie digital del modelo relevado mediante mira y nivel.



Figura 78: Superficie final obtenida al aplicar la política de manejo II.

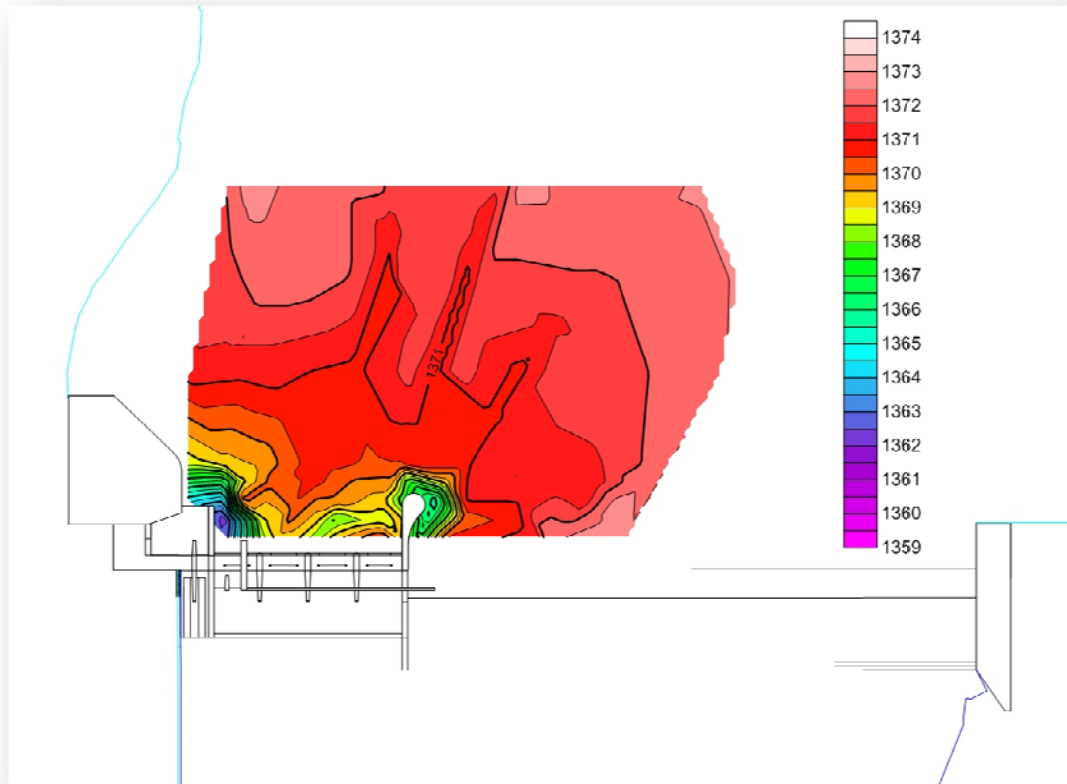


Figura 79: Superficie digital del modelo aplicando las políticas de apertura II.

A continuación se dibujaron los perfiles 1, 2, 3 y 4 (Figura 80, Figura 81, Figura 82 y Figura 83) a partir del modelo digital de la Figura 79. La posición de cada perfil es la misma que para las políticas de operación II (Ver Figura 71).

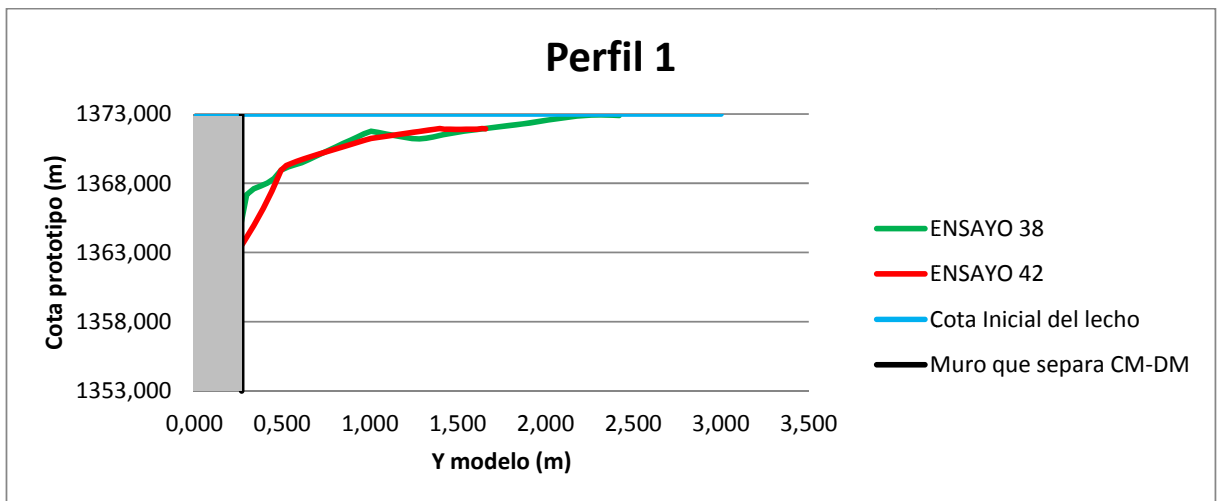


Figura 80: Perfil 1 política II.

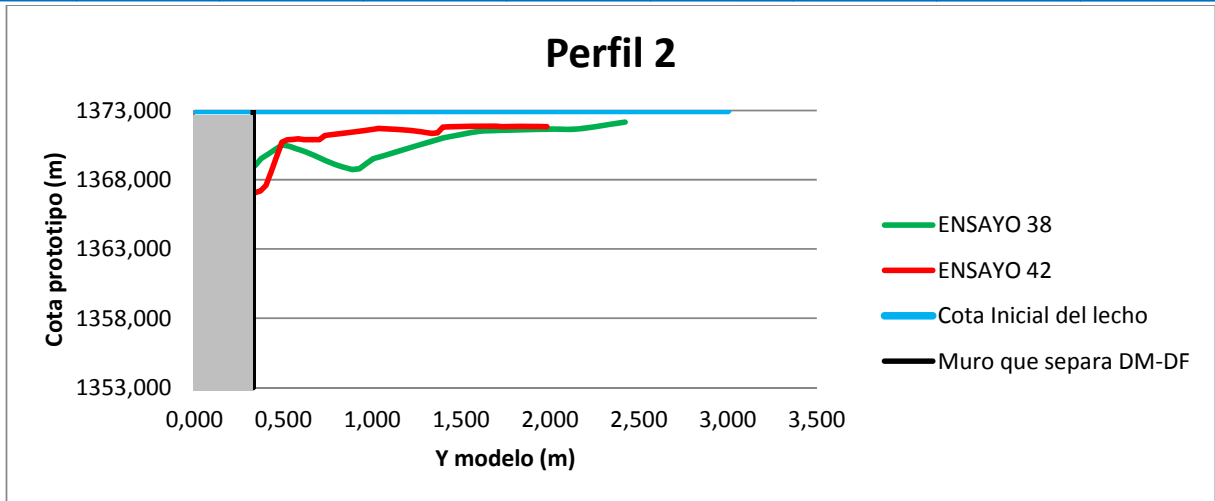


Figura 81: Perfil 2 política II.

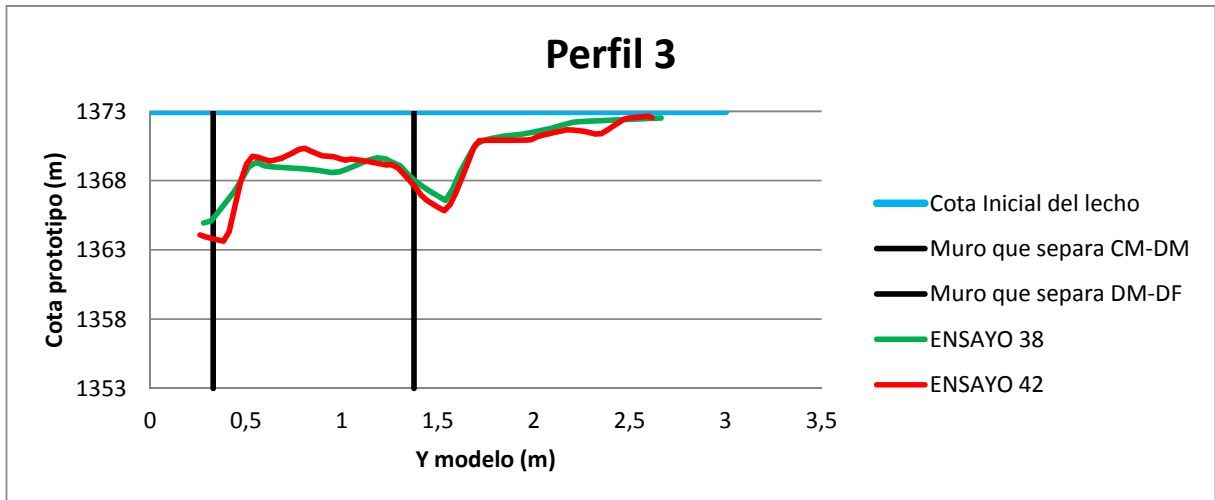


Figura 82: Perfil 3 política II.

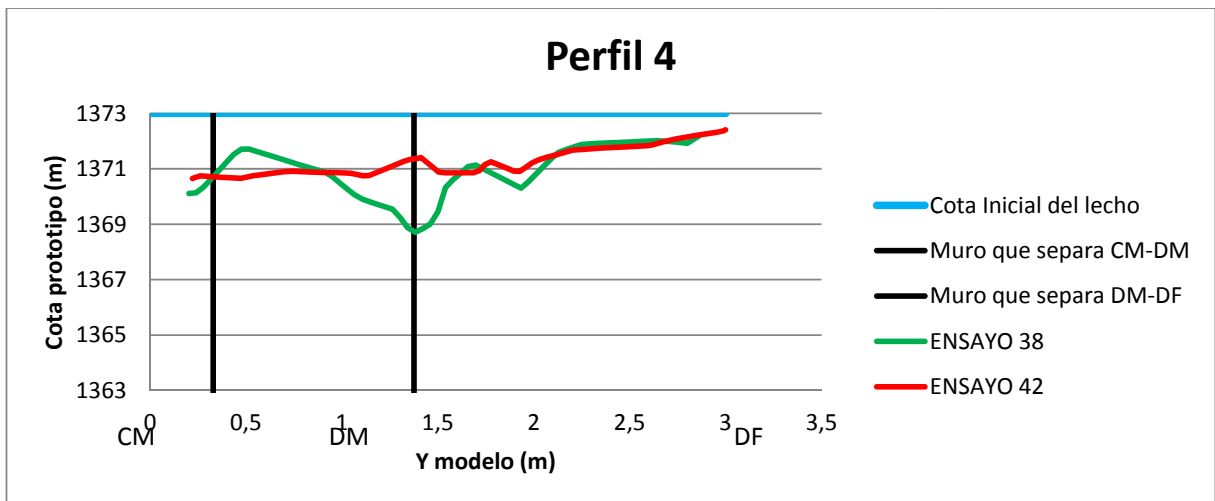


Figura 83: Perfil 4 política II.

Se puede observar que el perfil 1 casi no se ve alterado con aportes de sedimentos. Para los restantes perfiles se observa que la pendiente en ambos casos (con y sin aportes de sedimen-



to) se mantiene igual aunque en el caso con aporte de sedimento se observa una reducción de los canales formados. En el perfil 3 se observa que con y sin aporte la superficie es similar.

Podemos concluir que la política de manejo II cumple con las necesidades especificadas ya que mantienen la zona de toma libre de sedimentos al mismo tiempo que la erosión no es tan significativa como para comprometer la estabilidad del dique.

9 VALIDEZ DEL MODELO FÍSICO "LOS MOLINOS" COMO MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

En el siguiente capítulo analizaremos si el modelo "Los Molinos" es un modelo de transporte de sedimentos, es decir si los resultados obtenidos pueden tomarse como cuantitativos de lo que ocurre en el prototipo.

El transporte de sedimentos y su iniciación debe cumplir con la similitud de Froude o también llamada tensión de corte adimensional τ^* y del número de Reynolds de la partícula Re_* ambos parámetros se relacionan en el gráfico de Shields como se vio anteriormente en la sección 3.2 (Condiciones críticas para la iniciación del movimiento.) (Página 33).

Si ambos parámetros son iguales tanto en modelo como en prototipo se puede decir que hay similitud y el modelo es un modelo de transporte de sedimentos.

Como se verá más adelante dichos parámetros son muy difíciles de igualar en modelo por lo que se pretende al menos que se ubiquen dentro de la misma área del gráfico de Shields.

Las principales variables que se cambian en el modelo para asegurar la similitud tanto de τ^* como de Re_* es el diámetro de la partícula d y su densidad específica γ_s .

A medida que la escala del modelo es más pequeña asegurar la similitud de ambos números adimensionales es más difícil ya que los valores de d y γ_s escapan de los valores lógicos utilizables. Es ahí cuando se debe recurrir a modelos distorsionados (diferente escala en planta y en altura). A continuación se verá que para nuestro caso utilizando un modelo no distorsionado a escala 1:65 los valores de d y γ_s que deberíamos utilizar para alcanzar la similitud son inmanejables. Por lo que se debería recurrir a un modelo distorsionado o conformarse con alcanzar una similitud parcial donde los valores de τ^* y Re_* en el modelo son cercanos a los del prototipo.

Continuando con la explicación, a continuación se deducen los valores de d y γ_s que debería tener el modelo "Los Molinos" para asegurar la similitud con el prototipo.

Como se dijo anteriormente se busca que tanto los valores adimensionales de τ^* y Re_* en el modelo sea iguales a los del prototipo. Esto es:

$$Re_{*m} = Re_{*p}$$

$$\frac{v_{*m}^* d_m}{U} = \frac{v_{*p}^* d_p}{U} \quad (9-1)$$

$$\frac{v_{*m}^*}{v_{*p}^*} = \frac{d_p}{d_m}$$



Sabiendo que:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (9-2)$$

Entonces:

$$\frac{v_{*m}}{v_{*p}} = \frac{\sqrt{\frac{\tau_{0m}}{\rho}}}{\sqrt{\frac{\tau_{0p}}{\rho}}} = \sqrt{\frac{\tau_{0m}}{\tau_{0p}}} = \sqrt{\frac{\gamma^* R_m^* S_{0m}}{\gamma^* R_p^* S_{0p}}} \quad (9-3)$$

Luego definimos como:

E_x = Escala en el plano.

E_y = Escala en altura.

Como se vio anteriormente el radio hidráulico para cauces anchos, como es en nuestro caso, es similar al valor del tirante (h), luego:

$$\begin{aligned} R_m &\cong h_{\text{mod}} \\ h_{\text{mod}} &= h_{\text{prot}}/E_y \\ h_{\text{prot}} &\cong R_p \\ R_m &\cong R_p/E_y \end{aligned} \quad (9-4)$$

Para el valor de S_0 en el modelo tenemos:

$$\begin{aligned} S_{0m} &= \frac{y_m}{x_m} \\ y_{\text{mod}} &= y_p/E_y \\ x_{\text{mod}} &= x_p/E_x \\ S_{0m} &= S_{0p} * \frac{E_x}{E_y} \end{aligned} \quad (9-5)$$



Reemplazando en (9-3) con (9-4) y (9-5) y simplificando tenemos:

$$\frac{v_{*m}}{v_{*p}} = \sqrt{\frac{\gamma^* R_m^* S_{0m}}{\gamma^* R_p^* S_{0p}}} = \sqrt{\frac{\gamma^* \frac{R_p^* S_{0p}^* E_x}{E_y}}{\gamma^* R_p^* S_{0p}}} \quad (9-6)$$

$$\frac{v_{*m}}{v_{*p}} = \frac{\sqrt{E_x}}{E_y}$$

Luego igualando (9-6) y (9-1) tenemos:

$$\frac{v_{*m}}{v_{*p}} = \frac{d_p}{d_m} = \frac{\sqrt{E_x}}{E_y} \Rightarrow d_m = \frac{d_p^* E_y}{\sqrt{E_x}} \quad (9-7)$$

La fórmula (9-7) relaciona el diámetro de las partículas en el modelo (d_m) con el del prototipo (d_p).

Para relacionar el γ_s (peso específico del sedimento) del modelo con el del prototipo igualamos el τ^* del modelo con el del prototipo, esto es:

$$\tau_m^* = \tau_p^*$$

$$\frac{\tau_{0m}}{\gamma_m^* d_m} = \frac{\tau_{0p}}{\gamma_p^* d_p} \quad (9-8)$$

$$\frac{\tau_{0m}}{\tau_{0p}} = \frac{\gamma_m^* d_m}{\gamma_p^* d_p}$$

Luego relacionando la velocidad de corte tenemos:

$$\frac{v_{*m}}{v_{*p}} = \sqrt{\frac{\tau_{0m}}{\tau_{0p}}} = \sqrt{\frac{\tau_{0m}}{\tau_{0p}}} \Rightarrow \frac{v_{*m}^2}{v_{*p}^2} = \frac{\tau_{0m}}{\tau_{0p}} \quad (9-9)$$

Igualando (9-8) y (9-9) tenemos:

$$\frac{v_{*m}^2}{v_{*p}^2} = \frac{\gamma_m^* d_m}{\gamma_p^* d_p} \Rightarrow \frac{v_{*m}^2}{v_{*p}^2} * \frac{d_p}{d_m} * \gamma_p^* = \gamma_m^* \quad (9-10)$$

Utilizando **(9-1)** tenemos que:

$$\frac{d_p^3}{d_m^3} * \gamma'_p = \gamma'_m \tag{9-11}$$

La fórmula **(9-11)** relaciona el valor de γ' del modelo con el del prototipo. Recordando que $\gamma' = (\gamma_s - \gamma)$.

A continuación se calculo el valor de **d** y de γ_s que debería tener el modelo bajo la escala no distorsionada 1:65 para que haya similitud de los valores adimensionales de τ^* y **Re**.

γ	1000 kg/m ³
Ex	1:65
Ey	1:65
dp	0,125 m
γ_{sp}	2000 kg/m ³

dm	1,01 m
γ'_p	1000 kg/m ³
γ'_m	1,91
γ_{sm}	1002 kg/m ³

Se puede observar que para la escala no distorsionada 1:65 del modelo y para los valores de **d** y de γ_s del prototipo los valores de **d** y de γ_s que se deberían usar en el modelo para que haya total similitud entre este y el prototipo son imposibles de modelar.

A continuación se estudiaron los efectos de la escala en el **d** y γ_s del sedimento en el modelo para un modelo no distorsionado.

En la **Tabla 44** se puede observar como varia el **d** y γ_s del modelo para diferentes escalas no distorsionadas del mismo. Se tabulo el porcentaje que significa la variable en el modelo con respecto a la misma variable en el prototipo.

ESCALA	d_m / d_p	$\gamma_{sm} / \gamma_{sp}$
1:1	100%	100,00%
1:5	224%	54,47%
1:10	316%	51,58%
1:15	387%	50,86%
1:20	447%	50,56%
1:25	500%	50,40%
1:30	548%	50,30%
1:35	592%	50,24%
1:40	632%	50,20%
1:45	671%	50,17%

1:50	707%	50,14%
1:55	742%	50,12%
1:60	775%	50,11%
1:65	806%	50,10%
1:70	837%	50,09%
1:75	866%	50,08%
1:80	894%	50,07%
1:85	922%	50,06%
1:90	949%	50,06%
1:95	975%	50,05%
1:100	1000%	50,05%

Tabla 44: Variación de "d" y de "γ_s" para diferentes escalas del modelo.

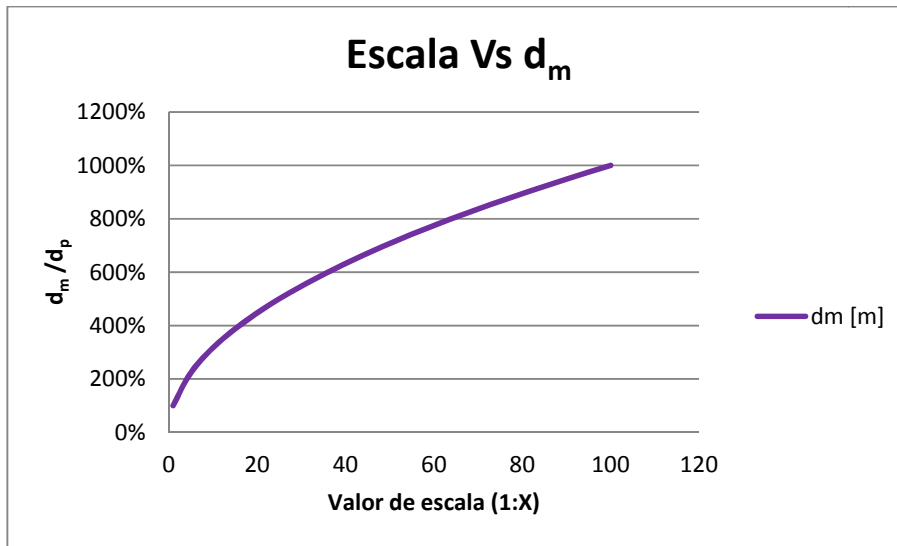


Figura 84: Variación del diámetro del sedimento en el modelo respecto a la escala.

En el **Figura 84** se puede observar que a medida que disminuye el tamaño del modelo aumenta el diámetro del sedimento.

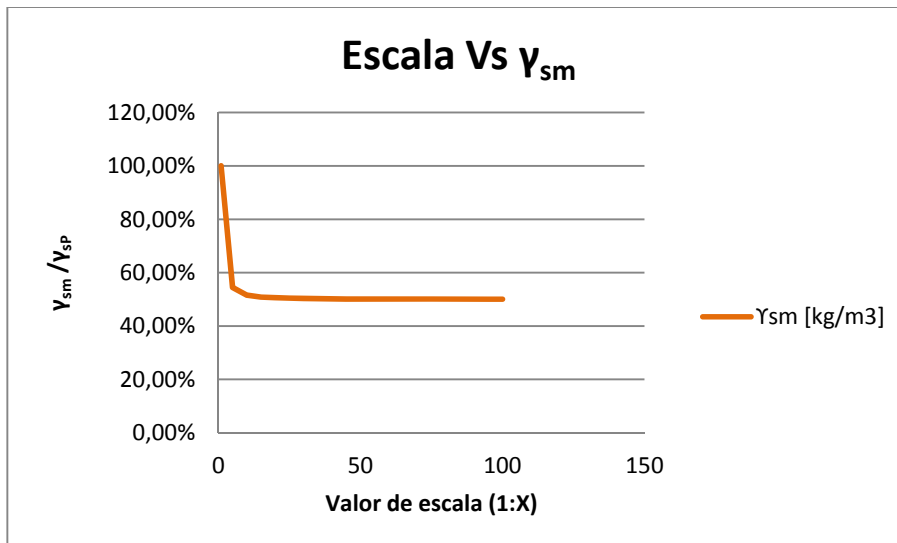


Figura 85; Variación del peso específico del sedimento en el modelo respecto a la escala.

En la **Figura 85** se puede observar que el valor del peso específico del sedimento se ve muy reducido aun para escalas grandes y luego permanece más o menos constante aproximadamente a un 50% del valor en el prototipo.

Se puede observar la dificultad para obtener una similitud total en el sedimento del modelo con respecto a la del prototipo para modelos no distorsionados.

Es por ello que se plantea no tener una similitud total sino que variar los valores de d y γ_s en el modelo a fin de tener valores de τ^* y Re_* que estén en la misma zona del ábaco de Shields que los del prototipo.

9.1 Análisis del transporte de sedimentos en el Río Reyes.

A continuación se grafico en el ábaco de Shields los valores de τ^* y Re_* para diversos tirantes en el prototipo y caudales en el modelo.

9.1.1 A escala del Prototipo.

En la **Tabla 45** se tabularon los valores de τ^* y Re_* en el prototipo para diversos tirantes del Río Reyes.

b	200 m
S_0	0,018
n	0,04
d	0,125 m
γ	1000
γ_s	2650 kg/m ³
γ'	1650 kg/m ³

Prototipo								
h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	V [m/s]	q [m ² /s]	Q [m ² /s]	t^*	Re_*
0,40	80,00	200,80	0,40	1,82	0,73	145,28	0,03	33147,85
0,50	100,00	201,00	0,50	2,11	1,05	210,59	0,04	37041,98
0,60	120,00	201,20	0,60	2,38	1,43	285,18	0,05	40557,28
0,70	140,00	201,40	0,70	2,63	1,84	368,48	0,06	43785,12
0,80	160,00	201,60	0,79	2,88	2,30	460,03	0,07	46785,03
0,90	180,00	201,80	0,89	3,11	2,80	559,44	0,08	49598,42
1,00	200,00	202,00	0,99	3,33	3,33	666,39	0,09	52255,44
1,10	220,00	202,20	1,09	3,55	3,90	780,60	0,09	54778,86
1,20	240,00	202,40	1,19	3,76	4,51	901,82	0,10	57186,38
1,30	260,00	202,60	1,28	3,96	5,15	1029,85	0,11	59492,08
1,40	280,00	202,80	1,38	4,16	5,82	1164,47	0,12	61707,40
1,50	300,00	203,00	1,48	4,35	6,53	1305,51	0,13	63841,76
1,60	320,00	203,20	1,57	4,54	7,26	1452,82	0,14	65903,02

1,70	340,00	203,40	1,67	4,72	8,03	1606,23	0,15	67897,88
1,80	360,00	203,60	1,77	4,90	8,83	1765,61	0,15	69832,01
1,90	380,00	203,80	1,86	5,08	9,65	1930,84	0,16	71710,36
2,00	400,00	204,00	1,96	5,25	10,51	2101,79	0,17	73537,21
2,10	420,00	204,20	2,06	5,42	11,39	2278,35	0,18	75316,30
2,20	440,00	204,40	2,15	5,59	12,30	2460,42	0,19	77050,97
2,30	460,00	204,60	2,25	5,76	13,24	2647,90	0,20	78744,15
2,40	480,00	204,80	2,34	5,92	14,20	2840,70	0,20	80398,48
2,50	500,00	205,00	2,44	6,08	15,19	3038,72	0,21	82016,32
2,60	520,00	205,20	2,53	6,23	16,21	3241,88	0,22	83599,79
2,70	540,00	205,40	2,63	6,39	17,25	3450,10	0,23	85150,83
2,80	560,00	205,60	2,72	6,54	18,32	3663,31	0,24	86671,17
2,90	580,00	205,80	2,82	6,69	19,41	3881,44	0,25	88162,42
3,00	600,00	206,00	2,91	6,84	20,52	4104,40	0,25	89626,04
3,10	620,00	206,20	3,01	6,99	21,66	4332,15	0,26	91063,37
3,20	640,00	206,40	3,10	7,13	22,82	4564,60	0,27	92475,64
3,30	660,00	206,60	3,19	7,28	24,01	4801,71	0,28	93863,99

Tabla 45: Variación de τ^* y Re_* en el Prototipo para diversos tirantes del río Reyes.

9.1.2 A escala del Modelo.

En la **Tabla 46** se tabularon los valores de τ^* y Re_* en el modelo para diversos tirantes del Río Reyes.

γ	1000	kg/m ³
γ_s	1850	kg/m ³
γ'	850	kg/m ³
Δ	0,85	
g	9,81	m/s ²
S_0	0,019	m/m
d_{50}	0,0008	m

Modelo				
Q prot [m ³ /s]	R _{MODELO} [m]	σ_0 [kg/m ²]	t_*	Re_*
25	0,001	0,013	0,020	9,169
50	0,003	0,052	0,077	18,125
75	0,005	0,091	0,134	23,936
100	0,007	0,130	0,192	28,590
125	0,009	0,169	0,249	32,586
150	0,011	0,208	0,306	36,143
175	0,013	0,247	0,363	39,379
200	0,015	0,286	0,421	42,369
225	0,017	0,325	0,478	45,162
250	0,019	0,364	0,535	47,792
275	0,021	0,403	0,592	50,284
300	0,023	0,442	0,650	52,659

Tabla 46 Variación de τ^* y Re_* en el Modelo para diversos tirantes del río Reyes.

9.1.3 Posible solución para aproximarse a un modelo de transporte de sedimentos.

Como se verá en el grafico de mas adelante (**Figura 86**) los valores de τ^* y Re_* en el modelo y en el prototipo están muy alejados entre sí. Una posible solución para lograr un modelo de transporte de sedimentos es cambiar el d y γ_s del sedimento a fin de obtener valores de τ^* y Re_* más cercanos a los del prototipo. Se propone cambiar el valor de $\gamma_s = 1100 \text{ kg/m}^3$ con lo cual podría utilizarse cascaras de nueces, carbón o madera. El d_{50} propuesto es de 1cm. Los resultados se tabularon en la **Tabla 47**.

γ	1000	kg/m^3
γ_s	1100	kg/m^3
γ'	100	kg/m^3
Δ	0,10	
g	9,81	m/s^2
S_0	0,019	m/m
d_{50}	0,01	m

Probable solución en Modelo				
Q prot [m^3/s]	R_{MODELO} [m]	σ_0 [kg/m^2]	τ_*	Re_*
25	0,001	0,013	0,013	114,609
50	0,003	0,052	0,052	226,560
75	0,005	0,091	0,091	299,205
100	0,007	0,130	0,130	357,377
125	0,009	0,169	0,169	407,324
150	0,011	0,208	0,208	451,782
175	0,013	0,247	0,247	492,241
200	0,015	0,286	0,286	529,618
225	0,017	0,325	0,325	564,526
250	0,019	0,364	0,364	597,398
275	0,021	0,403	0,403	628,553
300	0,023	0,442	0,442	658,235

Tabla 47: Variación de τ^* y Re_* del rio Reyes para los valores de d y γ_s propuestos.

9.1.4 Grafico y análisis.

Como se comento anteriormente es complicado lograr similitud total de τ^* y Re_* en el modelo por lo que muchas veces es conveniente aproximar dichos valores a los del prototipo con el fin de ubicarse en la misma zona del ábaco logrando con ello resultados aceptables

En la **Figura 86** se puede observar los resultados graficados en el Abaco de Shields. Se puede observar que con los cambios propuestos los valores de τ^* y Re_* en el modelo se ubican dentro de la misma zona que los del prototipo.

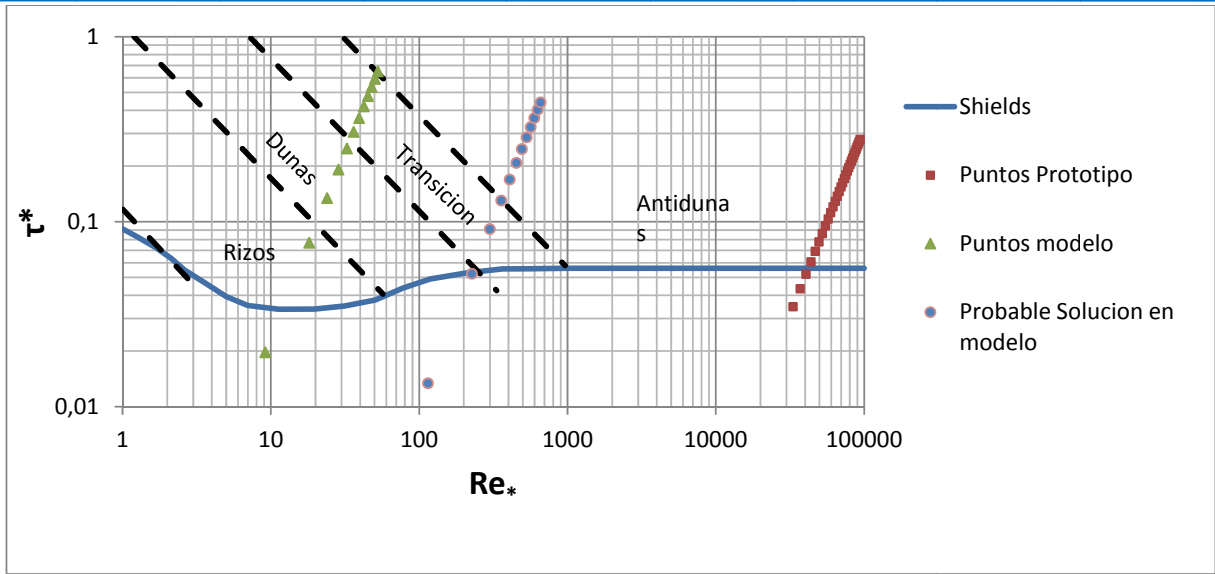


Figura 86: Valores de τ^* y Re_* del río Reyes para el Modelo, Prototipo y posible solución.

9.2 Análisis de transporte de sedimentos en el Río Grande.

Análogamente al análisis del Río Reyes se realizó el mismo análisis pero para el Río Grande

9.2.1 A escala de Prototipo.

En la **Tabla 48** se tabularon los valores de los números adimensionales para el prototipo.

b	500 m
S_0	0,013
n	0,04
d	0,125 m
γ	1000 kg/m^3
γ_s	2650 kg/m^3
γ'	1650 kg/m^3

Prototipo								
h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	V [m/s]	q [m ² /s]	Q [m ² /s]	t_*	Re_*
0,40	200,00	500,80	0,40	1,55	0,62	309,16	0,03	28203,98
0,50	250,00	501,00	0,50	1,79	0,90	448,32	0,03	31526,72
0,60	300,00	501,20	0,60	2,02	1,21	607,35	0,04	34528,90
0,70	350,00	501,40	0,70	2,24	1,57	785,06	0,04	37288,03
0,80	400,00	501,60	0,80	2,45	1,96	980,48	0,05	39854,64
0,90	450,00	501,80	0,90	2,65	2,39	1192,83	0,06	42263,80
1,00	500,00	502,00	1,00	2,84	2,84	1421,43	0,06	44541,08
1,10	550,00	502,20	1,10	3,03	3,33	1665,71	0,07	46705,78
1,20	600,00	502,40	1,19	3,21	3,85	1925,15	0,08	48772,88
1,30	650,00	502,60	1,29	3,38	4,40	2199,31	0,08	50754,33

1,40	700,00	502,80	1,39	3,55	4,98	2487,78	0,09	52659,78
1,50	750,00	503,00	1,49	3,72	5,58	2790,20	0,09	54497,21
1,60	800,00	503,20	1,59	3,88	6,21	3106,24	0,10	56273,29
1,70	850,00	503,40	1,69	4,04	6,87	3435,59	0,11	57993,66
1,80	900,00	503,60	1,79	4,20	7,56	3777,97	0,11	59663,13
1,90	950,00	503,80	1,89	4,35	8,27	4133,13	0,12	61285,87
2,00	1000,00	504,00	1,98	4,50	9,00	4500,82	0,13	62865,50
2,10	1050,00	504,20	2,08	4,65	9,76	4880,81	0,13	64405,19
2,20	1100,00	504,40	2,18	4,79	10,55	5272,90	0,14	65907,74
2,30	1150,00	504,60	2,28	4,94	11,35	5676,88	0,14	67375,64
2,40	1200,00	504,80	2,38	5,08	12,19	6092,57	0,15	68811,11
2,50	1250,00	505,00	2,48	5,22	13,04	6519,80	0,16	70216,14
2,60	1300,00	505,20	2,57	5,35	13,92	6958,38	0,16	71592,52
2,70	1350,00	505,40	2,67	5,49	14,82	7408,17	0,17	72941,87
2,80	1400,00	505,60	2,77	5,62	15,74	7869,01	0,17	74265,67
2,90	1450,00	505,80	2,87	5,75	16,68	8340,76	0,18	75565,27
3,00	1500,00	506,00	2,96	5,88	17,65	8823,28	0,19	76841,88
3,10	1550,00	506,20	3,06	6,01	18,63	9316,43	0,19	78096,65
3,20	1600,00	506,40	3,16	6,14	19,64	9820,10	0,20	79330,61
3,30	1650,00	506,60	3,26	6,26	20,67	10334,15	0,21	80544,71

Tabla 48: Variación de τ^* y Re_* en el Prototipo para diversos tirantes del río Grande.

9.2.2 A escala del Modelo.

En la **Tabla 49** se tabularon los valores de τ^* y Re_* para el modelo.

γ	1000	kg/m ³
γ_s	1850	kg/m ³
γ'	850	kg/m ³
Δ	0,85	
g	9,81	m/s ²
S_0	0,013	m/m
d_{50}	0,0008	m

Modelo					
Q prot [m ³ /s]	R _{MODELO} [m]	τ_0 [kg/m ²]	t_*	Re_*	
100	0,011	0,138	0,202	29,390	
125	0,010	0,133	0,195	28,873	
150	0,010	0,129	0,189	28,437	
175	0,010	0,126	0,185	28,085	
200	0,009	0,123	0,181	27,821	
225	0,009	0,122	0,179	27,646	
250	0,009	0,121	0,178	27,563	
275	0,009	0,121	0,178	27,572	
300	0,009	0,122	0,179	27,674	



325	0,010	0,124	0,182	27,867
350	0,010	0,126	0,186	28,149
375	0,010	0,130	0,191	28,518
400	0,010	0,134	0,197	28,970
425	0,011	0,139	0,204	29,502
450	0,011	0,144	0,212	30,110
475	0,012	0,151	0,222	30,788
500	0,012	0,158	0,233	31,532
525	0,013	0,167	0,245	32,339
550	0,014	0,176	0,258	33,202
575	0,014	0,185	0,273	34,119
600	0,015	0,196	0,288	35,084
625	0,016	0,208	0,305	36,094
650	0,017	0,220	0,323	37,145
675	0,018	0,233	0,343	38,234
700	0,019	0,247	0,363	39,358
725	0,020	0,262	0,385	40,514
750	0,021	0,277	0,407	41,698
775	0,023	0,293	0,431	42,910
800	0,024	0,311	0,457	44,146

Tabla 49: Variación de τ^* y Re_* en el Modelo para diversos tirantes del río Grande.

9.2.3 Posible solución para aproximarse a un modelo de transporte de sedimentos.

A continuación se propuso cambiar los valores del diámetro y del peso específico del sedimento en el modelo con el fin de obtener valores de los números adimensionales τ^* y Re_* más cercanos a los del prototipo. Se propuso un $\gamma_s = 1200 \text{ kg/m}^3$ pero se podría usar 1100 kg/m^3 para utilizar el mismo material que en el río Reyes con lo cual los resultados sería aun más favorables. El d_{50} en este caso y al igual que en el río Reyes es de 1cm.

γ	1000	kg/m^3
γ_s	1200	kg/m^3
γ'	200	kg/m^3
Δ	0,20	
g	9,81	m/s^2
S_0	0,013	m/m
d_{50}	0,01	m

Probable solución en Modelo				
Q prot [m^3/s]	R_{MODELO} [m]	σ_0 [kg/m^2]	τ_*	Re_*
100	0,011	0,138	0,069	367,370
125	0,010	0,133	0,066	360,916
150	0,010	0,129	0,064	355,466
175	0,010	0,126	0,063	351,068
200	0,009	0,123	0,062	347,762
225	0,009	0,122	0,061	345,579

250	0,009	0,121	0,061	344,540
275	0,009	0,121	0,061	344,655
300	0,009	0,122	0,061	345,924
325	0,010	0,124	0,062	348,334
350	0,010	0,126	0,063	351,862
375	0,010	0,130	0,065	356,473
400	0,010	0,134	0,067	362,128
425	0,011	0,139	0,069	368,777
450	0,011	0,144	0,072	376,369
475	0,012	0,151	0,076	384,847
500	0,012	0,158	0,079	394,154
525	0,013	0,167	0,083	404,233
550	0,014	0,176	0,088	415,028
575	0,014	0,185	0,093	426,484
600	0,015	0,196	0,098	438,550
625	0,016	0,208	0,104	451,176
650	0,017	0,220	0,110	464,318
675	0,018	0,233	0,116	477,931
700	0,019	0,247	0,123	491,978
725	0,020	0,262	0,131	506,422
750	0,021	0,277	0,139	521,230
775	0,023	0,293	0,147	536,373
800	0,024	0,311	0,155	551,821

Tabla 50: Variación de τ^* y Re_* del río Grande para los valores de d y Y_s propuestos.

9.2.4 Grafico y análisis.

Análogamente al análisis sobre el Río Reyes se desarrollo el mismo análisis pero sobre el Río Grande.

En la **Figura 87** se pueden observar los resultados de τ^* y Re_* para el prototipo, Modelo y solución propuesta. Se puede observar que cambiando los valores de γ_s y d_{50} en el modelo se obtienen valores que entran aproximadamente dentro de la misma zona del ábaco de Shields.

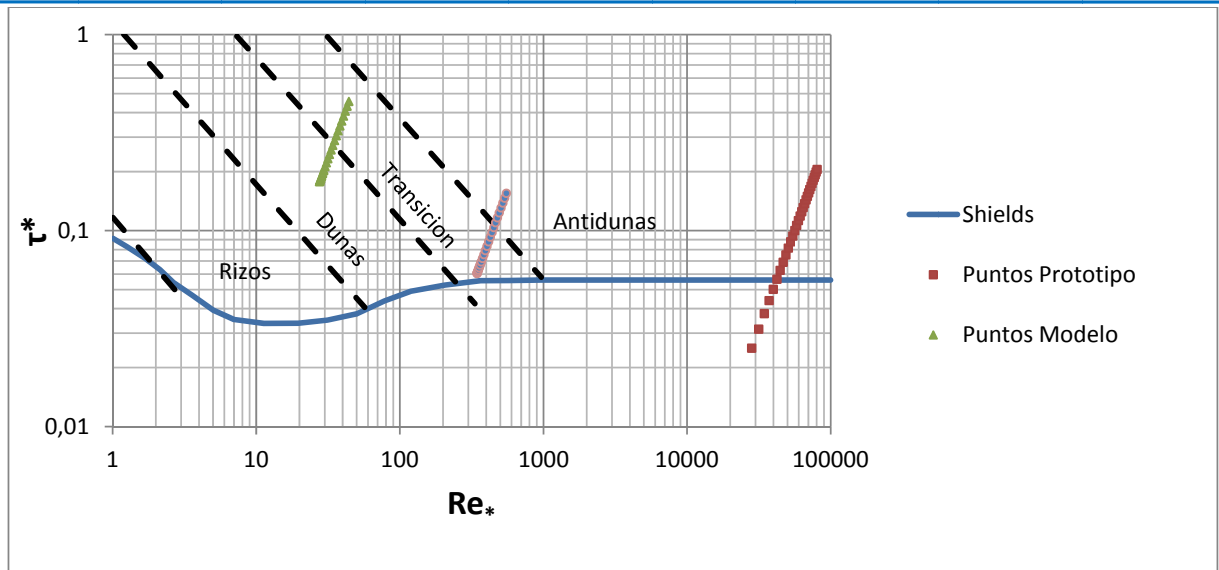


Figura 87: Valores de τ^* y Re_* del río Grande para el Modelo, Prototipo y posible solución.

Se puede observar que tanto para el caso del Río Reyes como para el Río Grande con los cambios realizados sobre el sedimento (d y γ_s) no se alcanza la similitud total de τ^* y Re_* pero si se logra aproximarse parcialmente a la misma zona del ábaco del Shields por lo que con los cambios realizados se podría obtener resultados aceptables.

10 CONCLUSIONES.

10.1 Conclusiones del Trabajo.

Como se explico en el **Capítulo 9** (VALIDEZ DEL MODELO FISICO "LOS MOLINOS" COMO MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.) (Página 84) los valores de los parámetro adimensionales τ^* y Re^* están lejos de los valores en el prototipo por lo que no podemos decir que el modelo físico "Los Molinos" sea un modelo físico de transporte de sedimentos. Sin embargo por mas que se cumpliera la similitud entre el modelo y el prototipo no podríamos asegurar la exactitud de los resultados obtenidos ya que como se explico anteriormente existen muchas variables que intervienen en el transporte de sedimentos como los son los parámetro del sedimento y sobre todo los parámetros del cauce.

En otras palabras en nuestro modelo se represento un cierto sector del prototipo el cual permanece inalterado durante los ensayos. Por el contrario en el prototipo durante las crecidas los cauces cambian tanto de pendiente como de morfología en general, pudiendo acarrear más o menos materia que con el que se ensayo según las formulas propuestas es decir que el fenómeno de transporte de sedimentos es complejo y de difícil calibración en un modelo.

Es importante destacar que los resultados obtenidos en este trabajo son **cuantitativos** es decir que las formas de fondo obtenidas durante los ensayos no deben tomarse como finales en el prototipo pero si pueden tomarse como una aproximación.

Para lograr resultados más exactos, en este trabajo se propone utilizar otro tipo de material para el sedimento como el que se especifico en las posibles soluciones del **Capítulo 9** y enfocarse en un sector en particular del modelo (como puede ser la obra de toma hacia el canal derivador) con ello se pueden obtener valores más representativos de lo que ocurre en el prototipo.

10.2 Conclusiones personales sobre la Práctica Supervisada.

Esta práctica supervisada constituyo una experiencia laboral en la cual pude aplicar muchos de los conocimientos aprendidos durante el cursado de la carrera de Ingeniería CIVIL. Al mismo tiempo se presentaron muchos desafíos que me permitieron involucrarme más en el proyecto. Se tuvo la oportunidad de aprender nuevas técnicas de medición y metodologías específicas del trabajo.

Se trabajo en un grupo donde prima la buena predisposición y el compañerismo. Todos los ensayos realizados y presentados en el trabajo fueron realizados con la ayuda y colaboración de los integrantes del grupo de trabajo del Modelo Físico "Los Molinos".

Quiero aprovechar para agradecer al Centro de Estudio y Tecnología del Agua (CETA) quienes me permitieron realizar la Practica Supervisada en sus instalaciones y cuyos integrantes siempre estuvieron dispuestos a aclarar cualquier duda.



11 BIBLIOGRAFIA

- Avila, L. (2013). *Estudio de los procesos fluviales en el rio Grande en inmediaciones del dique "Los Molinos" Jujuy.*
- Einstein, H. A. (1950). *The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows.* Washington: Soil Conservation Service.
- Muller, M. -P. (1948). *Formulae for bed-load transport.* Sweden.
- Prof. Ing. Weber, J. (2003). *Hidráulica del transporte de sedimentos.* Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.
- Straub, D. B. (1879). *Études du régime et l'action exercé par les eaux sur un lit à fond de graviers indefinimnet affouiable.*