

Universidad Nacional del Altiplano

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“DETERMINACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO NO
PERMANENTE CON EL MODELO HEC-RAS EN EL RÍO
ILAVE, TRAMO PUENTE ANTIGUO-ALQUIPA”**

TESIS

PRESENTADO POR:

JORGE QUISPE APAZA

PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PUNO-PERÚ

2013

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

TESIS

“DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN FLUJO
GRADUALMENTE VARIADO NO PERMANENTE CON EL MODELO HEC-RAS EN EL
RIO ILAVE, TRAMO PUENTE ANTIGUO - ALQUIPA”

PRESENTADO A LA DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNA – PUNO COMO REQUISITO PARA OPTAR
EL TITULO DE:

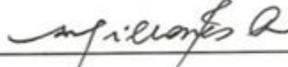
INGENIERO AGRICOLA

APROBADO POR:

PRESIDENTE DE JURADO :


MSc. Isidro Alberto PILARES HUALPA

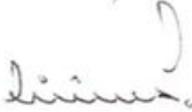
PRIMER MIEMBRO :


Msc. Audberto MILLONES CHAFLOQUE

SEGUNDO MIEMBRO :


Msc. Roberto ALFARO ALEJO

DIRECTOR DE TESIS :


Ing. Teófilo CHIRINOS ORTIZ

ASESOR DE TESIS :


Ing. Edwin COAQUIRA COAQUIRA

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Modelamiento hidrológico
LÍNEA: Recursos Hídricos

DEDICATORIA

Como homenaje a mis padres Gregoria Apaza Mamani y Jesús Quispe Mamani por su entrega y amor, porque nunca me falló su cariño y comprensión, por enseñarme a soñar sin fin, por haber hecho de mí el hombre que soy, y sobre todo porque los quiero y amo aun que están en el cielo.

A mi país Perú por darme cobijo, desarrollarme libremente en mi formación profesional y luchar día a día para llevar hacia adelante el mejoramiento de la calidad de vida de la población urbana y rural.

A mis amigos profesionales de Ingeniería Agrícola que me brindaron su amistad y su apoyo incondicional para poder desarrollarme como profesional.

AGRADECIMIENTO

- *A la Universidad Nacional del Altiplano, al personal docente y administrativo de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por los conocimientos básicos brindados y apoyo constante en mi formación profesional.*

- *Al Ingeniero Teófilo Chirinos Ortiz., por su apoyo como director de tesis, en el presente trabajo.*

- *Al Ingeniero Edwin Coaquira C, por su apoyo como asesor de tesis, en el presente trabajo.*

- *A mis compañeros de la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, que tuvieron el honor de investigar con una tesis para aportar conocimientos e informaciones nuevas para el desarrollo de la ingeniería en nuestro país.*

- *A mis amados hermanos Jaime Quispe Apaza, Juan Adolfo Quispe Apaza, Sonia Quispe Apaza, Elsa María Quispe Apaza, por ser la inspiración que requiero para caminar en la vida. Aquí les dejo mi legado el cuál tienen la obligación de superar, estoy seguro que lo lograrán.*

INDICE

CONTENIDO	Pág.
RESUMEN.....	14
INTRODUCCIÓN.....	16
I. - PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
1.1.-DESCRIPCION DEL PROBLEMA.....	17
1.2.-PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.3.- ANTECEDENTES.....	18
1.4.- OBJETIVOS.....	19
1.4.1.- Objetivo general.....	19
1.4.2.- Objetivos específicos.....	19
II. MARCOTEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	20
2.1.-Hidráulica en ríos.....	20
2.1.1.- Río.....	20
2.1.2.- Clasificación de los ríos.....	20
2.1.3.- Funciones de los ríos.....	23
2.1.4.- Aspectos fluviomorfológicos.....	24
2.2.- HIDROLOGÍA.....	24
2.2.1.- Definición.....	24
2.2.2.- Parámetros hidrológicos.....	24
2.2.3.- Media muestral o poblacional datos no agrupados:.....	25
2.2.4.1.3.- Media muestral o poblacional datos agrupados:.....	25
2.2.4.-Desviación estándar poblacional datos agrupados:.....	26
2.2.5.- Desviación estándar muestral datos agrupados:.....	26
2.2.6.- Varianza poblacional datos agrupados:.....	26
2.2.7.- Varianza muestral datos agrupados:.....	27
2.2.8.- Coeficiente de variación.....	27
2.2.9.- Coeficiente de sesgo.....	27
2.2.10.- Sesgo poblacional datos agrupados:	27
2.2.11.- Sesgo muestral datos agrupados:.....	28
2.2.12.- Momentos lineales (L-Moments).....	28
2.2.13.- Ecuaciones de regresión.....	30
2.2.14.-Regresión lineal simple.....	30
2.2.15.-Periodo de retorno.....	31
2.3.-Cuenca hidrográfica.....	33
2.3.1.- Máximas avenidas.....	33
2.3.2.- Métodos de determinación de máximas avenidas.....	34
2.3.3.- Calculo de caudal máximo del diseño:	34
2.3.3.1.- Método directo	35
2.3.3.2.- Métodos empíricos	35
a.- Método racional.....	35

b.- Método de Mac Math	35
c.- Método Racional con Dyck y Peschke	36
d.- Método Mac Math con Dyck y Peschke	36
2.3.4.- Métodos estadísticos	37
2.3.4.1.- Caudal máximo, métodos estadísticos de Gumbel.....	37
2.3.4.2.- Caudal máximo, métodos estadísticos de Nash.....	40
2.3.4.2.-Topografía.....	42
2.3.4.2.1.- Las curvas de nivel.	42
2.3.4.3.-. Métodos para la determinación de las curvas de nivel.	42
2.3.4.4.- Granulometría.	43
2.3.4.4.1.- Procedimientos de muestreo granulométrico.	44
a.- Si el lecho está seco:	44
b.- Si el agua está fluyendo en el cauce.....	45
2.3.4.5.- máximas avenidas	45
2.3.4.6.- Erosión.....	46
2.3.4.7.- Tipos de Erosión	47
2.3.4.8.- Erosión y Deposición.....	47
2.3.4.9.- La erosión hidráulica puede ser laminar o encausada:.....	48
2.3.4.10.-origen de los sedimentos en una cuenca	49
2.3.5.- transporte de sedimentos.....	49
2.3.5.1.- Transporte de fondo.....	49
2.3.5.2.- Transportes de Sólidos de fondo.....	50
2.3.5.3.- Transportes de Sólidos en Suspensión.....	50
2.3.5.4.- Transporte de Sólidos Totales	51
2.3.6.- Cálculo del flujo uniforme en cursos naturales. evaluación de la resistencia al flujo y formas del lecho en ríos	52
2.3.6.1.- Características del flujo uniforme.....	52
2.3.6.2.- Establecimiento del flujo uniforme.	52
2.3.6.3.- Coeficiente de Velocidad.....	55
2.3.6.5.- Determinación de la pérdida por fricción.	55
2.3.6.6.- Calculo de pérdidas por expansión y contracción.....	56
2.3.6.7.- Valores comunes del coeficiente C usado en HEC RAS.	57
2.3.6.9.- Para flujo supercrítico:	57
2.3.6.10.-Distribución de velocidades.	58
2.3.6.11.-Requisitos básicos de datos.....	59
2.3.6.12.-Rugosidad.....	60
2.3.6.13.- Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning.	60
2.3.6.13.- Material suspendido y transporte de fondo	62
2.3.6.14.- transporte de sedimentos régimen permanente	65
2.3.6.15.- Modos de transporte	66
2.3.6.16.-Variación del transporte sólido con el tiempo:	66
2.3.6.17.- Variación del Transporte Sólido en la Sección Transversal: Según Rocha (1990)	66
2.3.6.18.- Propiedades de los sedimentos	67
2.3.7.- Bases de la solución con el modelo HEC-RAS para flujo	

unidimensional permanente.....	67
2.3.7.1.- Ecuación para el cálculo Básico de perfil.	67
2.3.7.2.- Sub división de secciones transversales.	68
2.3.7.3.- Coeficiente de rugosidad de Manning para el canal principal.	69
2.3.8.- Ecuaciones fundamentales en el análisis unidireccional del flujo plano no permanente. Análisis básico de los tipos de modelos existentes para la solución de las ecuaciones del flujo no permanente	70
2.3.8.1.- Continuidad del flujo no permanente.	70
2.3.8.2.- Ecuación dinámica para el flujo no permanente.....	72
2.3.8.3.- Onda creciente monoclinal.....	73
2.3.8.4.- Solución de las ecuaciones de flujo no permanente.	76
2.3.8.5.- Relaciones básicas para la evaluación del umbral del movimiento y del transporte de sedimentos en ríos.....	78
2.3.8.6.- Flujo casi no permanente.....	78
2.3.8.7.- Duración del Flujo.	78
2.3.8.8.- Incremento de Cálculo.....	79
2.3.8.9.- Tiempo de Mezclado en el Lecho.	79
2.3.8.10.- Continuidad de sedimento.....	80
2.4.0.- Procesos de erosión, transporte y sedimentación.....	80
2.4.1.- Cálculo de la Capacidad de Transporte.....	82
2.4.2.- Tipos de Partículas.....	82
2.4.3.- Métodos de cálculo. Funciones de transporte de sedimentos	82
2.4.3.1.- Acker and White.....	83
2.4.3.2.- England Hansen.....	85
2.4.3.3.- Laursen-Copeland.....	86
2.4.3.4.- Meyer-Peter Muller.....	89
2.4.3.5.- Toffaleti	91
2.4.3.6.- Yang	92
2.4.3.7.- Wilcock.....	94
2.4.4.- Inicio de movimiento de carga en suspensión.....	95
2.4.4.1.- Velocidad de Caída	95
2.4.4.2.- Van Rijn.	96
2.4.4.3.- Rubey	96
2.4.4.4.- Toffaleti	97
2.4.5.- Esfuerzo Cortante Crítico - Relaciones de Shields.....	98
2.4.5.1.- Ley de conservación de la energía.....	100
2.4.5.2.- Ecuación del Momento.....	101
2.31.4.- Ecuaciones para el cálculo básico de secciones	105
2.5.- HEC-HMS.....	107
2.6.- HIDROESTA.....	107
2.7.- HEC-RAS.....	109
2.7.1.- Limitaciones de Hec-Ras	110
2.7.2 Metodología de Cálculo de socavación en infraestructuras hidráulicas	111
2.7.2.1.- Socavación general del lecho	111
2.7.2.2.- Socavación local al pie de cepas	111

2.7.2.3.- Socavación local al pie de estribos	111
2.7.2.4.- Socavaciones totales	112
2.8.- HIPOTESIS.....	113
2.8.1.-Hipótesis general.	113
2.8.2.- Hipótesis específico.	113
III.-MATERIALES Y MÉTODOS.....	114
3.1.- Descripción del ámbito de estudio.....	114
3.1.1.- Ubicación de la zona de estudio.....	114
3.1.2.- Descripción del medio ambiente y social.	115
3.1.3.- Descripción geomorfológica del rio llave.	117
3.2 MATERIALES.	118
3.2.1.- Recopilación de Información básica.....	119
3.3 METODOLOGÍA DE ESTUDIO.....	119
3.3.1.- Caudales Diarios máximos.....	121
3.3.2.- Cálculo de caudales máximos.....	128
3.3.3.- Métodos empíricos.....	128
<input type="checkbox"/> Método de Mac Math	128
<input type="checkbox"/> Método Racional con Dyck y Peschke	128
<input type="checkbox"/> Método Mac Math con Dyck y Peschke.....	128
3.3.3.2.- Método Mac Math con Dyck y Peschke	129
3.3.4.- Métodos estadísticos	130
3.3.4.1.- Método Gumbel	131
3.3.4.2.- Método Nash.....	131
3.3.5.- Comparación de caudales máximos de avenidas a diferentes Métodos	132
3.3.6.- Metodología a seguir para realizar una simulación utilizando hec-georas para ArcGis y luego a ser transportados a Hec Ras.	133
3.3.6.1.- Creación de un archivo ArcGis.....	133
3.3.6.2.- Obtención de un MDT en formato TIN.....	134
3.3.6.5.- Creación de archivo de intercambio para importar a HEC-RAS. ..	137
3.3.6.7.- Creación de capas RAS.	138
3.3.6.8.- Creación de la línea central del rio.	139
3.3.6.9.- Creación de bancos del rio.....	137
3.3.6.9.- La creación de trayectorias de flujo.	138
3.3.6.10.- La creación de secciones transversales.....	140
3.3.6.11.- La creación de puentes y alcantarillas.	142
3.3.6.12.- Creación de archivo de importación SIG para HEC-RAS.....	148
3.3.7.- Iniciar HEC-RAS	150
3.3.7.1.- Síntesis del manual del usuario:.....	150
3.3.7.2.- Iniciar HEC-RAS Desde Windows:	151
3.3.7.2.- Archivo geométrico:.....	151
3.3.7.3.- Importación de datos de la geometría en HEC-RAS.	152
3.3.7.4.- Sección Transversal:	154
3.3.7.5.- corrida de prueba con flujo permanente.....	157
3.3.7.6.- Secciones transversales.	160
3.3.7.8.- Resumen de parámetros hidráulicos.	163

3.3.8.1.- Introducción y Edición de Datos de Flujo No Permanente:.....	164
3.3.8.2.- Análisis transporte de sedimentos	165
3.3.8.2.- Archivo de sedimentos	165
3.3.8.3.- Condiciones iniciales y parámetros de transporte	165
3.3.8.4.- Función de transporte.....	165
3.3.8.4.1.- Meyer-Peter Muller.	166
3.3.8.4.2.- Método de clasificación	167
3.3.8.4.3.- Método de velocidad de caída	168
3.3.8.5.- Rubey.	168
3.3.8.6.- Granulometría del lecho.....	169
3.3.8.6.1.- Procedimientos de muestreo	169
3.3.8.7.- Profundidad Máxima o Elevación Mínima	175
3.3.8.8.- Series de carga de sedimentos (Sediment Load Series)	177
3.3.8.9.- Carga de equilibrio (Equilibrium Load.....)	177
3.3.8.10.- Propiedad de los sedimentos	177
3.3.9.1.- Series de flujo (Flor Series).....	180
3.3.9.2.- Profundidad Normal (Normal Delpth.).....	182
3.3.9.3.- Curva de descarga (Rating Curve).....	183
3.3.9.4.- Plan de análisis de sedimentos	183
3.3.9.5.- Definición de variables transporte de ssedimentos Hec-Ras.....	185
3.3.9.6.- Análisis de los resultados para flujo no permanente:	189
3.3.9.8.- Resultados de transporte de sedimentos	197
3.3.9.9.- Metodología de Cálculo de socavación en infraestructuras hidráulicas	206
3.3.9.9.1.- Socavación general del lecho(por contraccion)	206
3.3.9.9.2.- Socavación local al pie de cepas	207
3.3.9.9.3.- Socavaciones en pilares	207
3.3.9.9.4.- Socavaciones totales	208
IV.RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	210
4.1.- HidroEsta	210
4.1.1.- Cálculo de caudales máximos con respecto al primer objetivo	210
4.1.2.- Métodos empíricos	210
<input type="checkbox"/> Método de Mac Math	210
<input type="checkbox"/> Método Racional con Dyck y Peschke.....	210
<input type="checkbox"/> Método Mac Math con Dyck y Peschke	210
4.1.3.- Métodos estadísticos	210
4.1.3.1.- Método Gumbel	211
4.2.- Análisis de los resultados para transporte de sedimentos:	212
4.2.1-. Análisis de la evolución del Talweg	212
4.2.3.- Ecuaciones para el cálculo de transporte de sedimentos.....	212
4.2.4.- Análisis de Resultado de Transporte de sedimentos con respecto al segundo objetivo	213
4.2.4.1.- Meyer, Peter & Müller (1948).....	213
4.2.4.1.1.- Análisis de Resultados con respecto a la Variación Absoluta de	

Talweg de Balance se sedimentaciones y socavaciones	225
4.2.4.2.- Laursen (1968,1989)	226
4.2.4.3.- Yang (1973,1984).....	227
4.2.4.4.- Toffaleti (1968)	228
4.2.5.- Comparación de balance de socavaciones y sedimentaciones	229
4.2.5.1 Socavaciones totales en el puente antiguo rio llave.	231
4.3.- Interpretación cuantitativa con respecto al tercer objetivo.	232
CONCLUSIONES.....	234
RECOMENDACIONES.....	235
BIBLIOGRAFÍA.....	237

INDICE DE FIGURAS

CONTENIDO	Pág.
Figura 2.1 Cauce recto	21
Figura 2.3 Patrones de canal	23
Figura 2.8 deducción de la Ecuación de Chezy para flujo Uniforme de un canal abierto.....	54
Figura 2.5 Curvas de igual velocidad para diferentes secciones de cana.....	59
Figura 2.6 Continuidad de flujo no permanente.....	71
Figura 2.7 Representación simplificada de la energía en flujo no permanente.....	72
Figura 2.8 Onda creciente monoclinal.....	74
Figura 2.9 Interpretación gráfica de las relaciones de área mojad, caudal y .velocidad en una onda creciente monoclinal.....	75
Figura 2.10 Esquema de definición para el método de tos incrementos finitos. El subíndice 1 corresponde a la sección de aguas arriba en el estado inicial; el 2 es para la sección de aguas arriba después de Δt ; el 3 corresponde a la sección de aguas abajo en el estado inicial; y el 4 es para la sección de aguas abajo después de Δt	77
Figura 2.11 Discretización de las series de flujo.....	79
Figura 2.12 Capacidad de transporte entre secciones.....	80
Figura 2.13 Acción del flujo sobre una partícula.....	81
Figura 2.14 Diagrama del cuerpo libre de una partícula en un flujo de agua.....	95
Figura 2.15 Abaco de Shields, según Howard H.Chang(1982.....	99
Figura 2.16 Volumen de Control Elemental.....	100
Figura 2.17 Fuerza de Presión.....	102
Figura 2.18 Representación de términos de la ecuación de energía.....	106
Figura 2.19 Modo Topologico con Hec Hms.....	107
Figura: 2.20 Pantalla principal de HidroEsta.....	109
Figura 2.21 Pantalla de Hec Ras y sus aplicaciones.....	109
Figura Ilustración de flujo y el modelo de socavación en pilas.....	112
Figura 3.1 Imagen satelital 3D Google Erarte Iconos 2011.....	115
Figura3.2 Delimitación de la cuenca de rio llave.....	120
Figura 3.3. Esquema de la metodología a seguir.....	121
Figura: 3.4 Pantalla principal de HidroEsta.....	124
Figura 3.5 Ventana de regrecion lineal.....	125
Figura 3.6 Regrecion lineal de los pares X y Y.....	126

Figura 3.7 Calculo de X y Y.....	126
Figura 3.7(a) Calculo de caudal maximo metodo Mac Math.....	128
Figura3.7 (b) Cálculo de caudal máximo (Mac Math con Dyck Peschke).....	129
Figura 3.8 Cálculo de caudal máximo metodo Gumbel.....	131
Figura 3.9 Cálculo de caudal del diseño con el método Nash.....	131
Figura 3.10 Creación de archivo ArcMap.....	133
Figura 3.11 Activación de extensiones ArcMap.....	134
Figura 3.12 Importación de puntos topográficos del rio llave.....	135
Figura 3.13 Generación de líneas TIN en AutoCAD Civil3D.....	135
Figura 3.15 Añadir archivo dwg a la vista de ArcMap.....	136
Figura 3.16 Creación de MDT a partir de dwg.....	136
Figura 3.17 Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRA.....	137
Figura 3.18 Modelo Digital de Terreno en HEC-GeoRAS.....	137
Figura 3.19 Creación de capas RAS.....	138
Figura 3.20 Creación de capas.....	139
Figura 3.21 Digitalización de eje del cauce.....	139
Figura 3.22 Asignación de nombres del cauce.....	140
Figura 3.23 Asignación de atributos a elementos rio.....	140
Figura 3.24 Cuadro de atributos del elementos rio.....	137
Figura 3.25 Bancos del cauce.....	138
Figura 3.26 Digitalización de la clase elemento trayectorias de flujo.....	139
Figura 3.27 Cuadro de atributos de la clase elemento trayectorias de flujo.....	139
Figura 3.28 Digitalización de secciones transversales.....	141
Figura 3.29 Asignación de estaciones del banco.....	141
Figura 3.30 Asignación atributos a secciones transversales.....	142
Figura 3.31 Digitalización de puente.....	143
Figura 3.32 Tabla de atributos del puente.....	143
Figura 3.33 Atributos de elevación del puente.....	147
Figura 3.34 Atributos de posición de flujo inefectivo.....	147
Figura 3.35 Importación requerimiento de superficie.....	148
Figura 3.36 Importación requerimiento de capa.....	148
Figura 3.37 Importación de la opción capa.....	149
Figura 3.38 Importación de la opción tabla.....	149
Figura 3.39 Exportación de la geometría del rio.....	149
Figura 3.40 Icono de Hec Ras en Windows.....	151

Figura 3.41 Ventana Principal de HEC-RAS.....	151
Figura 3.42 Icono de Archivo Geometrico.....	151
Figura 3.43 Importación de la geometría del rio desde HEC-RAS.....	152
Figura 3.44 Importación de la geometría del rio opción unidades.....	152
Figura 3.45 Importación de la geometría del rio opción líneas.....	152
Figura 3.46 Importación de la geometría del rio opción secciones.....	153
Figura 3.47 Importación de la geometría del rio opción secciones.....	153
Figura 3.48 Nueva sección transversal.....	154
Figura 3.49. Edición de secciones Transversales.....	156
Figura 3.50. Editor de datos de alcantarillas.....	156
Figura 3.51 Editor de datos de estructuras y pilares.....	156
Figura 3.53 Editor de datos de pilares.....	157
Figura 3.54 Ventana del Editor de Flujo Permanente.....	158
Figura 3.55 Ventada editor de datos permanente.....	158
Figura 3.56 Crear un Archivo de Flujo Permanente.....	159
Figura 3.57 Nombrar un Archivo de régimen Permanente.....	159
Figura 3.58 Condiciones de Borde del Archivo de Flujo Permanente.....	160
Figura 3.59 Plan de Análisis de Flujo Permanente.....	160
Figura3.83 Finalizando el cálculo.....	160
Figura 3.60 Sección transversal del rio llave.....	161
Figura 3.61 Características hidráulicas del flujo de agua.....	161
Figura 3.62 Perspectiva tridimensional del puente antiguo (reconstruido).....	162
Figura 3.63 Perfil hidráulico del rio llave para $T_r=100$ Años.....	163
Figura 3.64 Tabla resumen de parámetros hidráulicos.....	163
Figura 3.65 Ventana Principal de HEC-RAS con Datos para Flujo no permanente.....	164
Figura3.66 Pestañas para intrudccion de dato.....	170
Figura 3.67 Granulometría.....	170
Figura 3.68 Curva granulométrica (100 a 2480).....	171
Figura 3.69 Curva granulométrica de calicata 02.....	172
Figura 3.70 Curva granulométrica de calicata 03.....	173
Figura 3.71 Curva granulométrica de calicata 04.....	174
Figura 3.72 Profundidad máxima / Mínima elevación.....	175
Figura 3.73 Editor de Sedimentos / Condiciones iniciales y Parámetros de Transporte.....	176

Figura 3.74 Condiciones de frontera.....	177
Figura 3.75 Clases por defecto de grano.....	178
Figura 3.76 Propiedades de los sedimentos.....	179
Figura 3.77 Editor de flujo Quasi- no permanente.....	179
Figura 3.79 Series de flujo a diferentes periodos de retorno.....	182
Figura3.80 Aproximacion de flujos a un hidrograma.....	182
Figura 3.81 Series de calado (Stage Series).....	182
Figura 3.82 Tipos de nivel (Hec Ras. Reference manual).....	183
Figura 3.83 Opciones de salida de sedimentos.....	184
Figura 3.84 Análisis del transporte de sedimentos.....	184
Figura 3.108 Pantallas de progreso indicando el estado de la ejecución.....	185
Figura 3.85 Proceso de cálculo finalizado.....	185
Figura 3.86 Perfil del Tramo de Río Analizado para Flujo No Permanente.....	189
Figura 3.87 Sección Transversal Nro. 5500.....	189
Figura 3.88 Sección Transversal Nro. 2700.....	190
Figura 3.89 Sección Transversal Nro. 100.....	190
Figura 3.90 Altura serie de Flujo.....	190
Figura 3.91 Salida de Resultados Sección Nro. 100.....	191
Figura 3.92 Salida de Resultados Sección Nro. 100.....	191
Figura 3.93 Salida de Resultados Sección Nro. 100.....	191
Figura 3.94 Salida de Resultados Sección Nro. 100.....	192
Figura 3.95 Icono trazo del perfil (Ver).....	192
Figura 3.96 Distribución de velocidades en cada paso de tiempo.....	192
Figura 3.97 Distribución de volumen de Agua en cada sección para diferentes pasos de tiempo.....	193
Figura 3.98 Cuadro de resultados cuantitativos de la elevación de flujo en cada sección de estudio.....	193
Figura 3.99 Elevación de flujo en cada en cada tramo del estudio	193
Figura 3.100 Cuadro de resultados cuantitativos de la elevación de flujo en cada sección de estudio.	194
Figura 3.101 Pantallas de Hec Ras después de compute de régimen no permanente.....	194
Figura 3. 102 Variables seleccionados.....	195
Figura 3.103 Resultados de transporte de sedimentos con varias variables.....	195
Figura 3.104 Tabla con resultados de transporte de sedimentos para diferentes caudales.....	196
Figura 3.105 Representación esquemática de la profundidad de deposición con caudal máximo y duración máxima.....	196

Figura 3.106 Resultados de transporte de sedimentos a caudales máximos en la duración 02 de febrero 2013.....	204
Figura 3.107 Sección 0+100, Niveles del Fondo del Lecho que Muestran la Sedimentación Durante la Acción del Flujo.....	204
Figura 3.108 Sección 0+900, Niveles del Fondo del Lecho que Muestran la Socavación Durante la Acción del Flujo.....	204
Figura 3.109 Sección 4+000, Niveles del Fondo del Lecho que Muestran el Equilibrio Durante la Acción del Flujo.....	205
Figura 3.110 Geometrías de la sección transversal (0+100) por defecto de transporte de socavación.....	205
Figura 3.111 Geometrías de la sección transversal (5+500) por defecto de transporte de socavación.....	206
Figura 3.116 Distribución de velocidades en el momento de socavacion.....	209
Figura 3.117 Perspectiva en 3d para un periodo de retorno de 100 años.....	209
Figura 4.1 Cálculos de caudal máximo medo Gumbel.....	211
Figura 4.2 Erosión – Sedimentación.....	212
Figura 4.3 Comparaciones de sedimentos con el método de Mayer.....	224
Figura 4.4 Balance se socavaciones y sedimentaciones.....	225
Figura: 4.5 Variación de Talweg Tr= 100Años.....	225
Figura: 4.6 Variación de Talweg Tr= 50Años.....	225
Figura: 4.7 Variación de Talweg Tr= 25Años.....	225
Figura: 4.8 Variación de Talweg Tr= 100Años.....	226
Figura: 4.9 Variación de Talweg Tr= 5 Años.....	226
Figura 4.10 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+) método Laursen.....	227
Figura 4.11 Comparaciones de sedimentos con el método de Yang.....	228
Figura 4.12 Comparaciones de sedimentos con el método de Toffaleti.....	228
Figura4.13 Comparación de sedimentos con diferentes métodos.....	229
Figura 4.14 Comparación de socavaciones con diferentes métodos.....	230

INDICE DE CUADROS

CONTENIDO	Pág.
<i>Cuadro 2.1 Valores de la distribución teórica de Weibull.....</i>	33
<i>Cuadro 2.2 valores de c para diferentes coberturas.....</i>	36
<i>Cuadro 2.3 Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo subcrítico.....</i>	57
<i>Cuadro 2.4 Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujos supercrítico.....</i>	58
<i>Cuadro 2.5 Valores para el cálculo de n según la ecuación 2.14.....</i>	63
<i>Cuadro 2.6 Valores para el cálculo de n según la ecuación 2.15.....</i>	63
<i>Cuadro 2.7 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de “n”.....</i>	64
<i>Cuadro 3.1 Caudales máximos Diarios del rio Ramis.....</i>	122
<i>Cuadro 3.2 Caudales máximos Diarios del rio llave.....</i>	123
<i>Cuadro 3.3 Caudales de ser completados.....</i>	124
<i>Cuadro 3.4 Caudales completados (X, Y), con regresion Lineal Simple.....</i>	126
<i>Cuadro 3.5 Caudales completados desde el año 1963 hasta el año 2000.....</i>	127
<i>Cuadro 3.5 Resúmen de caudales máximos a diferentes periodos de retorno con el método Mac Math.....</i>	129
<i>Cuadro 3.5 b.- Resúmen de caudales máximos a diferentes periodos de retorno con (Mac Math con Dyck Peschke.....</i>	129
<i>Cuadro 3.6 Resúmen de caudales calculados a diferentes periodos de retorno..</i>	131
<i>Cuadro 3.7 Resúmen de caudales calculados a diferentes periodos de retorno método Nash.....</i>	132
<i>Cuadro 3.8 Resúmen de caudales calculados por los métodos de Gumbel y Nash.....</i>	132
<i>Cuadro 3.9 Datos de estudio granulométrico.....</i>	171
<i>Cuadro 3.10 Datos de estudio granulométrico.....</i>	172
<i>Cuadro 3.11 Datos de estudio granulométrico.....</i>	173
<i>Cuadro 3.12 Datos de estudio granulométrico.....</i>	174
<i>Cuadro 3.13 Resultados de transporte de sedimentos en régimen no permanente.....</i>	197
<i>Cuadro 4.1 Resúmen de caudales calculados a diferentes periodos de retorno..</i>	211
<i>Cuadro 4.2 Resultados de transporte de sedimentos en régimen no permanente.....</i>	213

<i>Cuadro 4.3 Secciones sedimentadas para T = 100 años.....</i>	<i>220</i>
<i>Cuadro 4.4 Secciones socavadas para T = 100 años.....</i>	<i>222</i>
<i>Cuadro 4.5 Secciones sedimentadas para T = 50 años.....</i>	<i>223</i>
<i>Cuadro 4.6 Secciones sedimentadas para T = 25 años.....</i>	<i>223</i>
<i>Cuadro 4.7 Secciones sedimentadas para T = 10 años.....</i>	<i>223</i>
<i>Cuadro 4.8 Secciones sedimentadas para T = 5 años.....</i>	<i>224</i>
<i>Cuadro 4.9 Resumen de transporte de sedimentos.....</i>	<i>224</i>
<i>Cuadro 4.10 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+).....</i>	<i>226</i>
<i>Cuadro 4.11 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+).....</i>	<i>227</i>
<i>Cuadro 4.12 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+).....</i>	<i>228</i>
<i>Cuadro 4.13 Comparacion de transporte de sedimentos acumulados.....</i>	<i>229</i>
<i>Cuadro 4.14. Comparacion de sedimentos socavados acumulados.....</i>	<i>230</i>

RESUMEN

Este trabajo de investigación, amplía la información de los procesos que tienen lugar durante el movimiento del flujo en el seno de un cauce natural, como son los procesos de socavación y transporte de sedimento, donde la aplicación de programas unidimensionales como Hec – Ras, versión 4.1, presenta opciones para modelar fenómenos del transporte de sedimentos en flujo no permanente.

En el tramo de 5,500 ml del río, desde llave a AlQUIPA en donde se presentan fenómenos de socavación y sedimentación, el estudio se inicia en 0+000 aguas arriba del puente antiguo (0+250), según la inspección ocular, que a 15m – 25m de puente aguas abajo se presentan socavaciones y a 950m – 1280m, se presentan sedimentaciones, para lo cual se quiere determinar la cuantificación de transporte de sedimentos en toda las secciones del tramo en estudio. Con las formulaciones que mejor ajuste logra con programa HidroEsta, es el método Gumbel, se determinó los siguientes resultados, para un $Tr= 100$ años el caudal es 1481.4 m^3/s , $Tr= 50$ años el caudal es 1336.58 m^3/s , $Tr= 25$ años el caudal es 1191.76 m^3/s , $Tr=10$ años el caudal es 1000.31 m^3/s , $Tr=5$ años el caudal es 855.49 m^3/s , con respecto al transporte de sedimentos en régimen no permanente, de río llave en los 5500ml que comprende el tramo de estudio, se determinó el transporte de sedimento, para diferentes periodos de retorno con el método de Meyer Peter y Müller, teniendo los resultados como: Para un periodo máximo de retorno de 100 años con un caudal máximo de 1481.4 m^3/s , con una duración de 24 horas, se sedimentó 320.53 toneladas, socavó 1972.903 toneladas y para $Tr = 5$ Años con caudal de 855.49 m^3/s , con una duración de 24 horas se socavó 1021.46 toneladas, sedimento 98.04 toneladas, $Tr = 10$ Años con caudal de 1000.31 m^3/s , con una duración de 19 horas, se socavó 1420.42 toneladas, sedimento 101.01 toneladas, $Tr = 25$ años con caudal de 1191.76 m^3/s , con una duración de 24 horas, se socavó 1610.48 toneladas, sedimento 128.4 toneladas, $Tr = 50$ Años con caudal de 829.472 m^3/s , con una duración de 19:00 horas, se socavó 1770.68 toneladas y se sedimentó 169.8 toneladas.

Notación

A	Área de la cuenca de interés
\tilde{A}	Retención potencial máxima
$A_m, B_m, C_m,$	Coefficiente de los polinomios de regresión
e_j	Numero de valores esperados en el intervalos de clase.
G.L.N.	Grados de libertad del
numerador G.L.D.	Grados de libertad del
denominador I	Flujo de entrada
K	Tiempo de transito de una onda decrecida a través del tramo del canal
k	Numero de intervalos de clase
L	Longitud del cauce
principal n	Rugosidad de Manning
P	Probabilidad de ocurrencia
P	Precipitación total
P_e	Precipitación efectiva
Q	Flujo de salida
Q_{ins}	Caudal máximo
instantáneo $Q_{m\acute{a}x}$	Caudal máximo diario
promedio R	Coefficiente de correlación
S	Volumen de agua almacenada
S_d	Desviación de las diferencias de los promedios.
T_r	Período de retorno
S_p	Desviación estándar ponderada
T_c	Tiempo de concentración
T_m	Tendencia en la media
$C=$	Valor calculado de Chi-cuadrado, a partir de los datos.
$x_t, X_{(t)} y_t$	Variable hidrológica independiente

INTRODUCCIÓN.

Las primeras civilizaciones sedentarias, por la imposibilidad de transportar a grandes distancias el agua necesaria para sobrevivir, emplazaron sus asentamientos junto a grandes ríos, cuyas crecidas y carestías ocasionaban gran impacto en la supervivencia de aquellos asentamientos. El ser humano fascinado por la multitud y magnitud de los fenómenos ocasionados por el río, así comenzó su búsqueda del conocimiento que de una forma racional se explicara aquellos fenómenos de transporte de sedimentos, con el fin de poder anticiparse y controlarlos en su beneficio. Se inicia así una nueva disciplina científica de estudios hidrológicos.

En finales del siglo XIX, y primer tercio del siglo XX, donde científicos como Manning, Reynolds, Strickler, etc. Avanzan en las técnicas experimentales que arrojan un mayor conocimiento en la hidráulica fluvial, pero no es hasta el segundo tercio del siglo XX, donde autores como Meyer-Peter, Shields, Einstein, etc., junto con ordenadores más potentes y programas más elaborados, los que nos han permitido obtener un mayor conocimiento, sobre los fenómenos y efectos producidos, entre el fluido y el cauce que lo contiene.

Dichos conocimientos también son aplicables al estudio del tramo en investigación de río llave, los cambios climáticos, ha centrado en los últimos tiempos la mirada sobre este tipo de investigaciones de transporte de sedimentos en flujo gradualmente variado no permanente en cauces naturales ocasionando nuevos problemas que van desde un mayor arrastre de sedimentos en el propio cauce, hasta la interacción más violenta con las poblaciones colindantes, ocasionado desbordes por acumulación de materiales, y por otro lado modificando la geometría de lecho y posteriormente la caída de muros de contenciones, diques o fallas de infraestructuras hidráulicas por presencia de socavaciones locales

En la actualidad, una de las herramientas más usadas para transporte de sedimentos, es el programa Hec-Ras 4.1, y su reciente extensión transporte de sedimentos, permitiendo de una forma sencilla y rápida, el poder modelizar nuestro tramo en estudio, logrando aportar información valiosa en los procesos de toma de decisiones, en el ámbito de la planeación y administración de infraestructuras hidráulicas.

I . - PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, JUSTIFICACIÓN, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.

1.1. DESCRIPCION DEL PROBLEMA.

Las obras del departamento de Puno como las presas, puentes, bocatomas, etc., deben ser diseñados con alcances tecnológicos que nos ofrece el mundo globalizado, lo cual permite la determinación de los efectos de socavación y sedimentación cuantitativa y cualitativa, para el mejor entendimiento y desarrollo de proyectos de Infraestructura hidráulica

En la provincia de El Collao, en el año 2001 se presentó fuertes precipitaciones pluviales en todo el ámbito de la cuenca y afectando así al tramo puente antiguo de llave – Alquipa, generándose así el fenómeno de socavación, lo cual ocasionó la caída de puente antiguo de llave, incrementando así el caudal de 134m³/s a 1307.19m³/s, (mes de febrero), las fuertes precipitaciones pluviales aún pueden causar el incremento de caudal por encima de 1400m³/s y se pueda repetir con el fenómeno de socavación, permitiendo así la nueva caída del puente Antiguo de río llave, lo cual dejaría incomunicado a los pobladores de llave y el centro poblado de Balsabe, Ocona, Ancasaya y pobladores del Distrito de Pilcuyo, así se puede apreciar en la inspección ocular los fenómenos de socavación y sedimentación, en la progresiva 0+250 a 0+280 se presentan fenómenos de socavación y en la progresiva 0+950 a 1+280 se presenta fenómenos de sedimentación, en pequeñas cantidades, lo cual no es tan perjudicial para la población de la jurisdicción, porque a un periodo retorno máximo que se presente caudales por encima de 1400m³/s, que es reciproco al flujo subcritico a flujo supercrítico , los materiales serán llevados a las partes bajas del río llave

En vista de la problemática planteada se pretende calcular las magnitudes del transporte de sedimentos en el Tramo Puente Antiguo – Alquipa, para el diseño de infraestructuras como puentes, captaciones, alcantarillas y etc.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El problema de investigación para nuestro caso será:

¿Cuál es la magnitud de transporte de sedimentos de socavación y sedimentación que se produce a diferentes periodos de retorno, en el tramo puente Antiguo-Alquipa del río llave?

Para ello, nos hacemos las siguientes preguntas específicas:

- ¿Cuáles es el caudal máximo del diseño, para diferentes períodos de retorno mediante el modelo computacional Hidro Esta, para caudales máximos instantáneos históricos de 24 horas?
- ¿Cuál es el comportamiento del transporte de sedimentos en el tramo Puente Antiguo - Alquipa del río llave en el flujo gradualmente variado no permanente con el modelo computacional HEC-RAS, para diferentes periodos de retorno del río llave?
- ¿Cuáles son las zonas críticas de socavación y sedimentación cuantitativa y cualitativa a diferentes periodos de retorno en el tramo puente Antiguo-Alquipa del río llave?

1.3.- ANTECEDENTES.

García García, Raúl (2012), “Análisis y Evaluación del Transporte de Sedimentos en Cuencas Mediterráneas aplicación a la rambla del Albuñón (Cartagena)” Tesis UPC, Cartagena Uruguay, recomienda que a diferentes formulaciones de aplicación a diferentes periodos de retorno como, Para el periodo de retorno de 500 años, por Laursen, Engelund, Yang, Ackers y Meyer Peter y Müller, la más recomendada para el uso de transporte de sedimentos es Meyer Peter y Müller con mayor transporte de sedimentos en las partes bajas de los ríos.

Coaquira Coaquira, Edwin (2011), “Análisis de Simulación del grado de Vulnerabilidad a Inundaciones Mediante la Aplicación del SIG, en la cuenca baja del río llave” Tesis UNA, Puno – Perú, llega en conclusión que para un periodo de retorno de 100 años, el caudal máximo calculado mediante el modelo de Hec Hms es 4000m³/s, este resultado usamos de referencia de sobredimensionamiento y ajuste de caudal de diseño para la modelación de Hec Ras.

Chacón Sánchez, Juan Pablo (2010), “Análisis de flujo gradualmente Variado no Permanente y transporte de sedimentos con el Modelo Hec – Ras” Tesis EPN, Quito - Ecuador, llega en conclusión que, las condiciones hidráulicas y la

topografía de la sierra ecuatoriana confieren a los ríos que se originan en sus cuencas ciertas características tales como una gran presencia de material rocoso (de gravas finas hasta cantos rodados), pendientes altas, grandes velocidades, esfuerzos cortantes altos, y, por consiguiente gran capacidad de transporte. Como en una cuenca, del río de montaña tendrá mayor cantidad de material de arrastre que de suspensión.

Así llega en conclusión que las ecuaciones más apropiadas para la modelación de ríos en las sierras ecuatoriana son las de:

- Meyer-Peter y Muller
- Acker y Whit
- Laursen Copeland

Siendo la de Meyer-Peter y Müller la desarrollada en circunstancias más cercanas a la realidad en la serranía ecuatoriana por lo que se convierte en la más recomendada y la escogida para la modelación del presente trabajo.

1.4.- OBJETIVOS.

1.4.1.- Objetivo general.

Determinar el transporte de sedimentos en el tramo Puente Antiguo - Alquipa del río llave en un flujo gradualmente variado no permanente con el modelo computacional HEC-RAS.

1.4.2 Objetivos específicos.

- Determinar el caudal máximo del diseño, para diferentes períodos de retorno mediante el modelo computacional HIDRO ESTA, para caudales máximos instantáneos históricos de 24 horas.
- Evaluar el comportamiento del transporte de sedimentos en el tramo Puente Antiguo - Alquipa del río llave en el flujo gradualmente variado no permanente con el modelo computacional HEC-RAS, para diferentes períodos de retorno del río llave.
- Determinar las zonas críticas de socavación y sedimentación cuantitativa y cualitativa a diferentes períodos de retorno en el tramo Puente Antiguo - Alquipa del río llave

II. MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.

2.1.- Hidráulica en ríos

2.1.1.- Río.

Según, Frijlink, citado por **Rocha (2006)**, en “Introducción a la Hidráulica Fluvial”, nos recuerda que “un río puede definirse como un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca”.

Según, **Sviatoslav (2002)**, nos indica que “los ríos representan el resultado de la concentración de los escurrimientos superficiales en cauces generalmente formados por la misma acción del agua, se forman de aguas superficiales provenientes de las lluvias y de la fusión del hielo de las montañas y de la afluencia de las aguas subterráneas”.

Terán (2003), dice que “es la concentración de las aguas de esorrentía en un cauce definido y sobre el cual discurren, a través de las secciones de su curso superior, medio e inferior”.

2.1.2.- Clasificación de los ríos

Según **Rocha (2000)**, dice que hay muchos modos de clasificar a los ríos. La más conocida es hacerlo por su edad, los ríos pueden ser jóvenes, maduros y viejos.

Ríos Jóvenes:

- Corresponden al estado inicial de un río.
- Generalmente tienen forma de V.
- Son muy irregulares.

El ejemplo típico es un torrente de montaña, de gran poder erosivo, con caídas y rápidos.

El delta no está bien formado.

Ríos Maduros:

- El valle se ha anchado.
- Las pendientes son menores.

- El río se encuentra en estado de equilibrio.
- Se forman meandros y pequeñas áreas de inundación.

Las reviras del río es llano, como para que se desarrollen actividades agroeconómicas.

Ríos Viejos:

- El valle se ancha más y adquiere menor pendiente.
- Los meandros cubren menos que el área de todo el valle.
- Se forman diques naturales a lo largo del río.
- El río es más regular, desaparecen las caídas y rápidas.
- Se forman las deltas en las desembocaduras.
- El río puede formar meandros, con islas o divagar con muy baja pendiente y gran cantidad de islas.

Según **Rocha (2000)**, desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos. Ellos son: rectos, entrelazados y meándricos.

Ríos Rectos: Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la Naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituido por diques paralelos, pero dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad.

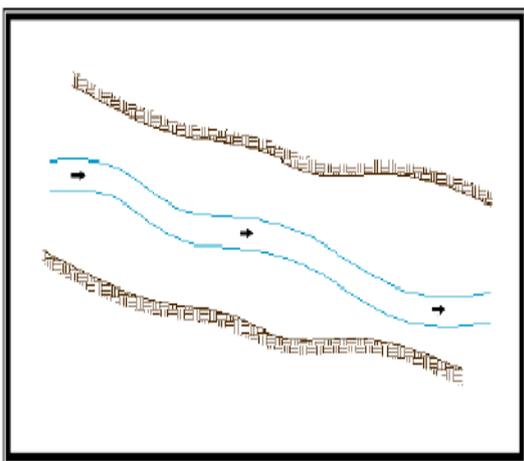


Figura 2.1.- Cause recto.



Foto 2.1.- Río Bueno-Chile.

Ríos Entrelazados: a veces se les llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calado) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.

Ríos Meándricos: Están formados por una sucesión de curvas, la característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial. Generalmente se presentan en zonas de muy baja pendiente.

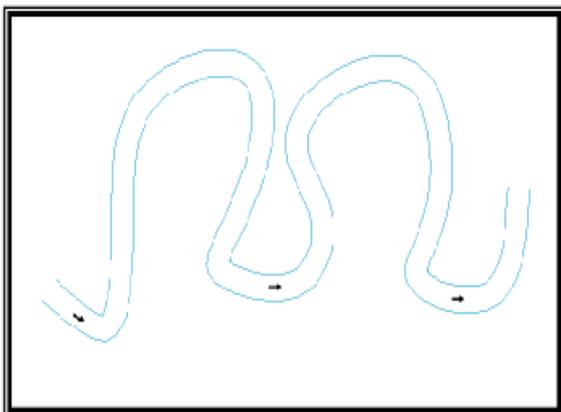


Figura 2.2.- Cause meandrico.



Foto 2.2.- Rio Amazonas.

Según **Roberto Alfaro (2011)** los patrones del canal describen la forma en planta de un canal los tipos primarios de formas planares son: meandricos, trenzado y recto (leopold y Wolman, 1957). El tipo de patrón es dependiente de la pendiente, caudal y carga de sedimentos

Ríos Meándricos: el más común de los patrones de canal es la corriente meandrica. Un canal meandro es uno que está formado por una serie de cambios alternados en dirección, o curvas. Tramos relativamente rectos de ríos aluviales raramente ocurre en la naturaleza. El thalweg se refiere al lugar geográfico de los puntos de mayor profundidad o tirante

Ríos Trenzados (braided): el patrón trenzado está caracterizado por una división de ríos en múltiples canales. Corrientes más trenzadas son de relevante de alto gradiente y relativamente corrientes gruesas.

Ríos Rectos (straight): sin embargo hay instancias donde un tramo de río mantendrá un alineamiento casi recto en un periodo largo de tiempo. Aun en estos tramos relativamente rectos, el thalweg puede calmar meandros y barras alteradas puede ser formado. Corrientes rectas generalmente ocurren en

condiciones de relativamente baja energía.

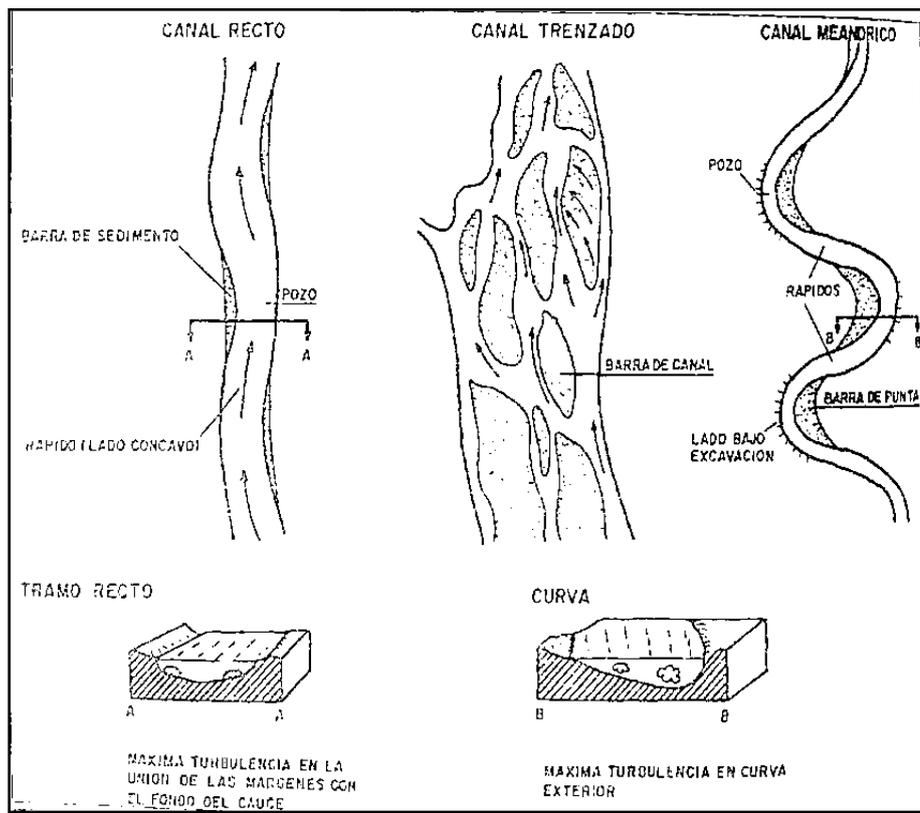


Figura 2.3 Patrones de canal

2.1.3.-Funciones de los ríos

El Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente (1996), dice que las principales funciones que cumplen los espacios fluviales para la sociedad son:

Drenaje y Evacuación de las Aguas

Los espacios fluviales constituyen el sistema natural de drenaje de las cuencas, una importante función de estos espacios es la recarga de los acuíferos, que se produce allí donde las aguas circulan lentamente.

Conservación de la Naturaleza

Los espacios fluviales están formados por una serie de hábitats que van desde los propios ríos, hasta las comunidades pioneras de los bancos de arenas, limos o gravas, los bosques de riberas, vegetación helofítica, prados húmedos, lagunas, etc. Por otro lado, los ríos constituyen corredores biológicos ideales que conectan los distintos espacios naturales de un área geográfica.

Producción de Bienes

Los espacios fluviales producen un buen número de recursos que van desde la leña y madera de los bosques de ribera o plantaciones, la pesca, los áridos que suelen ser explotados tanto en el cauce del río como en las terrazas fluviales, el pasto de los prados húmedos, el agua que es captada y derivada tanto para fines agrícolas como para consumo doméstico o uso industrial, y la energía que producen las centrales hidroeléctricas.

Actividades Recreativas

Desde siempre los ríos han sido muy utilizados por la población para el recreo.

2.1.4.- Aspectos fluviomorfológicos

Ambrosio (2001), dice que el estado de un río es el de equilibrio. El equilibrio se define como aquel en la que la pendiente y la energía tienen el valor necesario para transportar los sólidos que llegan a la corriente. Es adecuado definir el estado de equilibrio para un tramo y un lapso de tiempo dado. En este tramo de río (en equilibrio) la cantidad de sólidos que ingrese es igual a la que sale. Este estado se caracteriza por que la pendiente es constante y representa el estado hacia el cual tienden todos los ríos en el curso de los siglos.

2.2.- HIDROLOGÍA.

2.2.1.- Definición.

Según Villón B. (2011), la hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución de la superficie terrestre, sus propiedades químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

2.2.2.- Parámetros hidrológicos

El hidrólogo generalmente tendrá disponible un registro de datos hidrometeorológico (precipitación, caudales, evapotranspiración, temperaturas, etc.), a través de su conocimiento del problema físico, escogerá un modelo probabilístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros estadísticos y realizar la prueba de bondad de ajuste. Dentro de estos parámetros estadísticos calculados por los momentos ordinarios, se tiene:

- Media
- Rango
- Desviación estándar
- Varianza
- Coeficiente de variación
- Coeficiente de sesgo
- Coeficiente de curtosis

También estos parámetros estadísticos se pueden calcular utilizando los momentos lineales (L-moments)

Media

2.2.3.- Media muestral o poblacional datos no agrupados:

$$\bar{X} = \mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots (2-15)$$

Dónde:

- $\bar{X} = \mu$ = media muestral o poblacional
- x_i = valor i-ésimo de la muestra
- n = número total de datos

2.4.1.3.- Media muestral o poblacional datos agrupados:

$$\bar{X} = \mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k X_i f_i \dots\dots\dots (2-16)$$

Dónde:

- $\bar{X} = \mu$ = media
- x_i = valor de la i-ésima marca de clase
- f_i = valor de la i-ésima frecuencia absoluta, es decir, número de datos en el intervalo
- k = número de intervalos de clase
- n = número total de datos

Rango

Es una medida de distancia y representa la diferencia entre el mayor y el menor de los valores observados, es decir:

$$R = X_{\text{máx}} - X_{\text{mín}}$$

Dónde:

$$R = \text{rango}$$

$X_{\text{máx}}$ = valor máximo de los datos

$X_{\text{mín}}$ = valor mínimo de los datos

2.2.4.-Desviación estándar poblacional datos agrupados:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n}(\sum_{i=1}^k x_i^2 f_i - n\mu^2)} \dots\dots\dots (2-17).$$

2.2.5.- Desviación estándar muestral datos agrupados:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1}(\sum_{i=1}^k x_i^2 f_i - n\bar{x}^2)} \dots\dots\dots (2-18)$$

Dónde:

S= desviación estándar muestral

s = desviación estándar poblacional

x_i = valor de la i-ésima marca de clase

$\bar{x} = \mu$ = media

f_i = valor de la i-ésima frecuencia absoluta, es decir, número de datos en el intervalo

k = número de intervalos de clase

n = número total de datos

2.2.6.- Varianza poblacional datos agrupados:

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k (x_i - \mu)^2 f_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k x_i^2 f_i - n\mu^2 \dots\dots\dots (2-19)$$

2.2.7.- Varianza muestral datos agrupados:

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^k (x_i - \bar{X})^2 f_i = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^k x_i^2 f_i - n\bar{X}^2 \dots\dots\dots (2-20)$$

Dónde:

S^2 = varianza muestral

x^2 = varianza poblacional

x_i = valor de la i-ésima marca de clase

μ = media

f_i = valor de la i-ésima frecuencia absoluta, es decir, número de datos en el intervalo i

k = número de intervalos de clase

n = número total de datos

2.2.8.- Coeficiente de variación

Es una medida relativa de dispersión, que relaciona la desviación estándar y la media, es decir:

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \dots\dots\dots (2.21)$$

Es una medida adimensional de la variabilidad alrededor de la media, generalmente en Hidrología se suele trabajar con datos muestrales.

2.2.9.- Coeficiente de sesgo

El sesgo es el estadístico que mide la simetría y asimetría.

2.2.10.- Sesgo poblacional datos agrupados:

$$\gamma = \frac{\mu^3}{\sigma^3}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^k (x_i - \mu)^2 f_i} \dots\dots\dots (2.22)$$

2.2.11.- Sesgo muestral datos agrupados:

$$Cs = \frac{n^2 M_3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left[\sum_{i=1}^k x_i^2 f_i - nx^{-2} \right]} \bar{X} = \mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k x_i f_i \dots \dots \dots (2.23)$$

2.2.12.- Momentos lineales (L-Moments)

Los momentos lineales (*L-moments*), constituyen una metodología moderna que permite estimar los parámetros estadísticos de una población o de una muestra. Son otra manera de expresar las propiedades estadísticas de datos hidrológicos, son similares a los momentos ordinarios pues proporcionan las medidas de localización, dispersión, asimetría, curtosis, pero se calculan de las combinaciones lineales de los datos (de aquí el nombre de momento lineal). Los parámetros estadísticos estimados con esta metodología, son menos sensibles a los valores extremos, por lo que permite determinar la distribución teórica de probabilidad que mejor ajusta a los datos analizados.

Por el método de momentos lineales la dispersión no se calcula con respecto a un valor central, sino que se calculan las diferencias de todos los datos entre sí, considerando todas las posibles combinaciones. Además, las diferencias nunca se elevan a ninguna potencia, se mantienen lineales, por lo cual los parámetros estimados por este método son menos sensibles a los valores extremos.

Las ecuaciones simplificadas de los momentos lineales, son:

$$\lambda = \frac{1}{C_1^n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{2} \frac{1}{C_2^n} \sum_{i=1}^n (C_1^{i-1} - C_1^{n-1}) X_i$$

$$\lambda_3 = \frac{1}{3} \frac{1}{C_3^n} \sum_{i=1}^n (C_2^{i-1} - C_1^{n-1} C_1^{n-2} + C_2^{n-2}) X_i$$

$$\lambda_4 = \frac{1}{4} \frac{1}{C_4^n} \sum_{i=1}^n (C_3^{i-1} - 3C_2^{i-1}C_1^{n-i} + 3C_1^{i-1}C_2^{n-i} - C_3^{n-i}) X_i \dots\dots\dots(2.24)$$

Dónde:

X_i (para $i = 1, 2, 3, \dots, n$) = son los valores de la muestra ordenados ascendentemente

C_k^n = combinaciones de n elementos en grupos de k en k .

$$C_k^n = \binom{n}{k} = \frac{n!}{k!(n-k)!} = \frac{n(n-1)(n-2)\dots(n-k+1)}{k!} \dots\dots\dots(2.25)$$

$$k = n \rightarrow C_k^n = 1$$

$$k > n \rightarrow C_k^n = 0$$

Para $k < n$

Si $k = n$

Si $k > n$

El primer momento lineal λ_1 representa la media aritmética de la muestra, es una medida de localización y su valor es el mismo que el calculado por el método tradicional. El segundo momento lineal λ_2 es equivalente a la desviación estándar pero, calculada mediante las diferencias de todos los datos entre sí, no con respecto a un valor central; es un parámetro de escala o dispersión de la variable aleatoria X .

Dividiendo el segundo momento lineal entre el primer momento lineal (desviación estándar entre la media), se obtiene el coeficiente lineal de variación (CLV), es decir:

$$CLV = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \dots\dots\dots(2-26)$$

Dividiendo el momento lineal de orden r , entre la medida de dispersión, se obtiene la relación de momentos, es decir:

$$t_r = \frac{\lambda_r}{\lambda_2} \dots\dots\dots (2-27)$$

El t_3 es una medida de asimetría y t_4 es una medida de curtosis, éstas son respectivamente el coeficiente lineal de asimetría o sesgo (CLS) y el coeficiente lineal de curtosis (CLK), es decir:

$$t_3 = CLS = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \dots\dots\dots (2-28)$$

$$t_4 = CLK = \frac{\lambda_4}{\lambda_2} \dots\dots\dots (2-29)$$

Los cálculos de los momentos lineales $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$, con el uso de calculadoras e incluso con la computadora, resulta bastante complejo. Con el fin de simplificar éstos cálculos, se presenta el código fuente en Basic, de la subrutina que calcula estos momentos, también se incluyen los cálculos de los parámetros estadísticos lineales. En el código: $L_1=\lambda_1, L_2=\lambda_2, L_3=\lambda_3, L_4=\lambda_4$ y(j) es la serie ordenada en forma ascendente

2.2.13.- Ecuaciones de regresión

El análisis de regresión, es una técnica determinística, que permite determinar la naturaleza de la relación funcional entre dos o más variables, permite predecir los valores de $y = f(x)$, ecuaciones de regresión, con un cierto grado de aproximación. Algunas ecuaciones de regresión más utilizadas en hidrología, son:

- Ecuación de regresión lineal simple
- Ecuación de regresión no lineal simple
- Ecuación de regresión lineal múltiple
- Ecuación de regresión no lineal múltiple
- Ecuación de regresión polinomial

2.2.14.-Regresión lineal simple

En hidrología el modelo más simple y común, está basado en la suposición de que dos variables se relacionan en forma lineal. Como ejemplo se puede mencionar:

- Caudales y precipitación de una misma cuenca

- Precipitación de una estación, con precipitación de otra estación
- Caudal de una estación con caudal de otra estación
- Precipitación con la altitud de una cuenca

Este hecho, permite correlacionar estas variables para completar datos o extender un registro.

a.- Ecuación de regresión

La ecuación general de la ecuación de regresión lineal es:

$$y = a + bx$$

Dónde:

x = variable independiente, variable conocida

y = variable dependiente, variable que se trata de predecir

a = intercepto, punto donde la línea de regresión cruza el eje y , es decir valor de y cuando $x = 0$

b = pendiente de la línea o coeficiente de regresión, es decir, es la cantidad de cambio de y asociada a un cambio unitario de x .

Los valores de los parámetros a y b , se calculan utilizando el método de mínimos cuadrados.

$$a = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \dots\dots\dots(2.30)$$

$$b = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \dots\dots\dots(2.31)$$

2.2.15.-Periodo de retorno

Según **Villón B. (15)** al periodo de retorno lo define como “el intervalo de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud Q puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio”.

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T casos, es decir:

$$P = 1/T \quad 0 \quad T/P \quad \dots\dots\dots(2.32)$$

Dónde:

P = Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q.

T = Período

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades:

La probabilidad de que Q ocurra en cualquier año:

$$P = \frac{1}{T} \dots\dots\dots(2.33)$$

La probabilidad de que Q no ocurra en cualquier año; es decir, la probabilidad de ocurrencia de un caudal < Q:

$$\bar{P} = 1-P \quad \text{O} \quad \bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots (2-34)$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera, es independiente de la no ocurrencia del mismo, en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en “n” años sucesivos es:

$$P^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots(2-35)$$

La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocido como riesgo o falla “R”, y se representa por:

$$R = 1 - \bar{P}^n \dots\dots\dots(2-36)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots(2.37)$$

Existe aún otro criterio para escoger el período de retorno: la fijación a priori, del riesgo de falla de la estructura dentro de la vida útil de la obra. Esto puede ser expresado por la relación:

$$T = \frac{1}{1 - [1-R]^{1/2}} \dots\dots\dots(2-37 a)$$

Dónde:

R es el riesgo permisible, o probabilidad de ocurrencia de la máxima descarga durante los “n” años de la vida útil de la obra.

Existen varias fórmulas para posiciones gráficas; sin embargo la de Weibull es la más usada según el U.S. Water Resources.

$$P = \frac{m}{(n+1)} \quad \text{ó} \quad Tr = \frac{n+1}{m} \dots\dots\dots(2-38)$$

Donde n es el número de años de registro y m es la clasificación del evento de acuerdo con su orden de magnitud. El mayor evento tiene un orden $m = 1$.

En el *cuadro 2.1* se muestra la distribución teórica (Weibull) del período de retorno para crecientes con un intervalo de ocurrencia promedio dado.

Cuadro 2.1 Valores de la distribución teórica de Weibull

Periodo de Retorno Promedio	Periodo de Retorno actual Tr excedido varios porcentajes de Tiempo						
	1%	5%	25%	50%	75%	95%	99%
100 Años	459	300	139	69	29	5	1

Fuente: Linsley Ray: *Hidrología para Ingenieros McGraw-Hill Latinoamericana S.A México 1971.*

Para tener un 75% de seguridad de que la capacidad de una estructura no será excedida en los próximos 29 años, hay que diseñar la estructura para una creciente de 100 años (período de retorno promedio).

2.3.- Cuenca hidrográfica.

Según **Villón B. (2011)**, la cuenca de drenaje de una corriente, es el área del terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

2.3.1.- Máximas avenidas.

Linsley (2007), dice que se entiende como máxima avenida “un caudal muy grande de escorrentía superficial que sobrepasan la capacidad de

transporte del canal generando la inundación de tierras aledañas”.

Según **Molina (2009)**, indica que se entiende por máxima avenida de un río, “el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un periodo de tiempo dado”.

Villón B. (2011), indica que los caudales máximos nos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedores de demasías, luz de puentes. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

2.3.2.- Métodos de determinación de máximas avenidas.

Para determinar las máximas avenidas existen cuatro métodos:

- Método directo ó histórico.
- Método empírico.
- Método del hidrograma unitario.
- Método probabilístico

2.3.3.- Calculo de Caudal máximo del Diseño:

Para diseñar, las dimensiones de un cauce sistemas de drenaje agrícola, aeropuerto, ciudad o carretera, Muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertederos de demasías, luz en puentes, se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

Algunos métodos usados son:

2.3.3.1.- Método directo

2.3.3.2.- Métodos empíricos

a.- Método racional

$$Q = \frac{CIA}{360} \dots\dots\dots (2.39)$$

Dónde:

Q = caudal máximo, en m³/s

C = coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones

I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado, en mm/hr

A = área de la cuenca, en has

b.- Método de Mac Math

La fórmula de Mac Math, para el sistema métrico, es la siguiente:

$$Q = 0.0091CIA^{4/5}S^{1/5} \dots\dots\dots (2.40)$$

Dónde:

Q = caudal máximo con un período de retorno de T años, en m³/s

C = factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca

I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración t_c y un período de retorno de T años, mm/hr

A = área de la cuenca, en has

S = pendiente promedio del cauce principal, en ‰

El factor C, el cual se compone de tres componentes, es decir:

$$C = C_1 + C_2 + C_3$$

Dónde:

C₁ = está en función de la cobertura vegetal

C₂ = está en función de la textura del suelo

C₃ = está en función de la topografía del terreno

Cuadro 2.2 Valores de c para diferentes coberturas

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C ₁	Textura	C ₂	Pendiente (%)	C ₃
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 - 0.2	0.04
80 - 100	0.12	Ligera	0.12	0.2 - 0.5	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.5 - 2.0	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.0 - 5.0	0.10
0 - 20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 - 10.0	0.15

Fuente: según Máximo Villon para hidrología estadística (2002)

c.- Método Racional con Dyck y Peschke

Este método es una mezcla de los dos autores en la cual el método racional es la más antigua y luego Dyck y Peschke incorpora al método racional, con la condición de que no siempre puede ser calculado en función de la curva de IDT, si no de los datos de precipitaciones máxima diarias en 24 horas, así se ha calculado los caudales con diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 años

d.- Método Mac Math con Dyck y Peschke

Este método es una mezcla de los dos autores, en la cual el método racional es la más antigua y luego Dyck y Peschke incorpora al método Mac Math, con la condición de que no siempre puede ser calculado en función de la curva de IDT, si no de los datos de precipitaciones máxima diarias en 24 horas o promedio de

precipitaciones, así se ha calculado los caudales con diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 años.

2.3.4.- Métodos estadísticos

Los métodos estadísticos, se basan en considerar que el caudal máximo anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos se requiere

tener como datos, el registro de caudales máximos anuales, cuanto mayor sea el tamaño del registro, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño, el cual se calcula para un determinado período de retorno.

Por lo general, en los proyectos donde se desea determinar el caudal de diseño, se cuenta con pocos años de registro, por lo que, la curva de distribución de probabilidades de los caudales máximos, se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un caudal con un período de retorno mayor al tamaño del registro. El problema se origina, en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos, y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos, dependiendo del tipo de distribución que se considere, entre los cuales se tiene a:

- **Gumbel**
- **Nash.**

Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia, que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, puesto que el método de Nash permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. En forma práctica, se recomienda escoger varias distribuciones y ver cual se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística, como la prueba de bondad de ajuste

2.3.4.1.- Caudal máximo, métodos estadísticos de Gumbel

Para calcular el caudal máximo para un período de retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q_{max} = Qm - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - LnT) \dots \dots \dots (2.41)$$

Siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \dots \dots \dots (2.42)$$

Dónde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = caudal máximo para un período de retorno determinado, en m³/s

N = número de años de registro

Q_i = caudales máximos anuales registrados, en m³/s

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}, \text{ caudal promedio, en m}^3/\text{s}$$

T = período de retorno

σ_N, \bar{Y}_N = constantes función de N (variables reducidas)

σ_Q = desviación estándar de los caudales

Valores de Y_N y σ_N en función de N

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032

37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.1458	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.1480	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.1499	400	0.57144	1.25450
45	0.5463	1.15185	500	0.57240	1.25880
46	0.5468	1.1538	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.1557	1000	0.57450	1.26851
48	0.5477	1.1574		0.57722	1.28255

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$ dependiendo del registro disponible se hace lo siguiente:

1. Si $Q_{m\acute{a}x} = 1-1/T$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \dots\dots\dots(2.43)$$

Dónde:

N = número de años de registro

$\sqrt{N\alpha\delta_m}$ = constante en función de δ

δ_N = constante en función de N

δ_Q = desviación estándar de los caudales

Valores de $\sqrt{N\alpha\delta_m}$, en función de ϕ

ϕ	$\sqrt{N\alpha\delta_m}$
0.01	(2.1607)
0.02	(1.7894)
0.05	(1.4550)
0.10	(1.3028)
0.15	1.2548
0.20	1.2427
0.25	1.2494
0.30	1.2687
0.35	1.2981
0.40	1.3366
0.45	1.3845
0.50	1.4427
0.55	1.15130
0.60	1.5984
0.65	1.7034
0.70	1.8355
0.75	2.0069

0.80	2.2408
0.85	2.5849
0.90	(3.1639)
0.95	(4.4721)
0.98	(7.0710)
0.99	(10.000)

2. Si $\phi > 0.90$, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N} \dots\dots\dots(2.44)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ϕQ es proporcional al calculado con las ecuaciones indicadas, dependiendo del valor de ϕ .

El caudal máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al caudal máximo, más el intervalo de confianza, es decir:

$$Q_d = Q_{MAX} + \Delta Q \dots\dots\dots(2.44a)$$

2.3.4.2.- Caudal máximo, métodos estadísticos de Nash

Nash considera que el valor del caudal para un determinado período de retorno se puede calcular con la ecuación:

$$Q_{m\acute{a}x} = a + b \log \log \frac{T}{T-1} \dots\dots\dots (2.45)$$

Dónde:

- $Q_{m\acute{a}x}$ = caudal máximo para un período de retorno determinado, en m³/s
- a, b = constantes en función del registro de caudales máximos anuales
- T = período de retorno, en años

Los parámetros **a** y **b** se estiman utilizando el método de mínimos cuadrados, con la ecuación lineal: $Q = a + bX$, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$a = Q_m - bX_m \dots\dots\dots(2.46)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - bX_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - NX_m^2} \dots\dots\dots(2.47)$$

Siendo:

$$X_i = \log \cdot \log \frac{T}{T-1} \dots\dots\dots(2.48)$$

Dónde:

N = número de años de registro

Q_i = caudales máximos anuales registrados, en m³/s

Q_m = $\sum_{i=1}^N Q / N$, caudal medio, en m³/s

X_i = constante para cada caudal Q registrado, en función de su período de retorno correspondiente

X_m = $\sum_{i=1}^N Q / N$, valor medio de las Xs

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i, se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i; al Q_i máximo le corresponderá el valor 1, al inmediato siguiente 2, etc. Entonces, el valor del período de retorno para Q_i se calculará utilizando la fórmula de Weibull con la ecuación:

$$T = \frac{N+1}{m_i} \dots\dots\dots(2.49)$$

El intervalo dentro del cual puede variar el Q_{máx}, se obtiene como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left[S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right]} \dots\dots\dots(2.50)$$

Siendo:

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Qx_i^2 - (\sum Q_i)(\sum x_i)$$

El caudal máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno será igual al caudal máximo, más el intervalo de confianza, es decir:

$$Q_d = Q_{\max} + \Delta Q \dots \dots \dots (2.51)$$

2.3.4.2.-Topografía

2.3.4.2.1.- Las curvas de nivel.

Según **Casanova (2003)**, Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

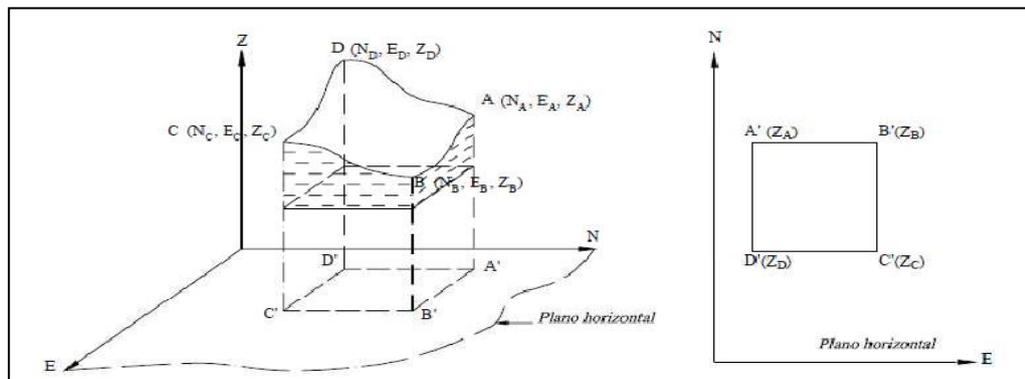


Figura 2.4 representación gráfica de la superficie de terreno

Una **curva de nivel** es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la interseca, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

2.3.4.3.- Métodos para la determinación de las curvas de nivel.

Según **Casanova (2003)**, Una vez realizado el levantamiento topográfico y

determinadas las coordenadas Norte, Este y cota de puntos sobre la superficie del terreno, se procede a la elaboración del plano acotado.

Como las curvas de nivel son líneas que unen los puntos de cotas enteras de igual elevación, y en el trabajo de campo difícilmente se obtienen las cotas enteras, es necesario recurrir a un proceso de **interpolación lineal** entre puntos consecutivos, para ubicar dentro del plano acotado los puntos de igual elevación.

El proceso de interpolación, como se mencionó anteriormente, es un proceso de interpolación lineal, ya que en la determinación de detalles se toman las cotas de los puntos de quiebre del terreno, por lo que la cota o elevación del terreno varía uniformemente entre un punto y otro.

Finalmente, determinada la ubicación de los puntos de igual elevación, procedemos a unirlos por medio de líneas continuas completando de esta manera el plano a curvas de nivel.

2.3.4.4.- Granulometría.

Para estudiar la mecánica de transporte de sedimento, es fundamental precisar las propiedades físicas de los sólidos transportados por la corriente el sistema de clasificación de partículas sólidas “American Geophysical Unión” (AGU) Parte del concepto del diámetro, y considera que las partículas más gruesas, canto Rodados, guijarros o Gravas, se clasifican por análisis granulométricos con mallas estandarizadas.

Las partículas más finas se estudian por su velocidad de sedimentación, en que el diámetro nominal es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual a una partícula; el diámetro de sedimentación de una esfera del mismo peso específico cuya velocidad de caída a la de la partícula y el diámetro de cribado es la abertura de la malla mínima para que pase la partícula. Cada partícula tiene diferente forma, lo que incluye en su comportamiento, especialmente la velocidad de caída (caída de una partícula en aguas tranquilas) así mismo la composición mineralógica de los sólidos que se origina en la erosión tendrá la composición

mineralógica según la geología de la cuenca.

- **Rocha (1969)** El material de transporte proviene de la erosión de la cuenca como consecuencia de las lluvias y otros agentes atmosféricos que se presentan en ella.

Al aumentar la velocidad aumenta enormemente la capacidad de transporte y por consiguiente habrá erosión, estos sedimentos pueden ser transportados en el medio acuoso (río) rodando por el lecho ó en suspensión (saltos).

El material de fondo generalmente arena gruesa ruedan o se deslizan sobre otras, los de tamaño mediano (arena) ruedan o saltan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja y otras transportadas en suspensión que generalmente

corresponden a las partículas finas (limo-arcilla).

Para el diseño de las estructuras hidráulicas es de vital importancia la evaluación de transportes de sólidos, tanto en suspensión como en fondo pues permite dimensionar las obras de defensa s ribereñas en cuanto a los diques, de modo que cumplan con sus funciones en forma adecuada en presencia de estos materiales.

La pendiente del río Ramis es de pendiente moderadamente baja y receptoras de fuertes tormentas con altas precipitaciones que origina el arrastre del material fino por sus laderas inestables, lo que es motivo de arrastre de sólidos de sedimentos finos y gruesos segunda época estacional

2.3.4.4.1.- Procedimientos de muestreo granulométrico.

- **Simons (1977)** propone el siguiente procedimiento para recoger muestras de material del fondo.

a.- Si el lecho está seco:

- Remover el material superficial del fondo hasta un espesor de 2 D 90; eliminar el sedimento fino (por estar seco el lecho) y preparar la muestra removida para el análisis granulométrico.
- Determinar D 90 y D 65 de la primera muestra y D 50 de la segunda muestra.

b.- Si el agua está fluyendo en el cauce

- Tratar de localizar una porción abandonada del canal para recoger muestras con fines comparativos.
- Tomar muestras del material disponible en la capa superficial del lecho para el análisis granulométrico y usar estos resultados para determinar tamaño y distribución de las partículas.

La Comisión Federal de Electricidad de México propone el siguiente procedimiento:

Las muestras se toman del cauce mismo, procurando no alterar la granulometría original y teniendo en cuenta los aspectos siguientes:

1. Elegir un tramo recto del río después de realizar un recorrido de inspección.
2. Los lugares que se escojan deben estar secos o semi-secos, esto es, donde no fluya agua.

La Universidad del Valle usó los siguientes conceptos para la toma de muestras en el río Cauca, CVC/Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (2004):

1. Navegación con el GPS hasta encontrar las coordenadas de la sección a muestrear (previamente seleccionada en oficina).
2. Una vez ubicada la sección se evaluó la conveniencia o no de realizar en ella el muestreo. En algunas ocasiones los sitios no eran los más representativos por encontrarse en curvas, por lo cual la ubicación se cambió ligeramente hasta encontrar una sección más representativa.

2.3.4.5.- máximas avenidas

Linsley (1971), dice que se entiende como máxima avenida “un caudal muy grande de escorrentía superficial que sobrepasan la capacidad de transporte del canal generando la inundación de tierras aledañas”.

Según **Molina (1970)**, indica que se entiende por máxima avenida de un río, “el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un periodo de tiempo dado”.

Chávez (1994), dice que “es el caudal mayor, adoptado a partir de los criterios

técnicos y económicos exigidos por el proyecto, que una estructura hidráulica ad-hoc puede admitir, resistir o dejar pasar”.

Mamani y Vera (1993), dicen que “un estudio de máximas avenidas se realiza para conocer con cierto nivel de confianza, la magnitud de la descarga en un determinado punto del cauce; ésta descarga servirá a los ingenieros para que puedan realizar un adecuado diseño de las estructuras hidráulicas (presas, bocatomas, alcantarillas, puentes, defensas ribereñas, etc.). La selección de un caudal de diseño menor a esta magnitud, traerá como consecuencia el colapso de la estructura; y por el contrario, la selección de un caudal de diseño mayor a esta magnitud, implicará un sobredimensionamiento de la misma. En consecuencia, con la adecuada selección del caudal de diseño, se evitará las

fallas por defecto, y los gastos innecesarios por sobredimensionamiento”.

El conocer la máxima magnitud de la descarga, también nos permitirá tomar las precauciones necesarias en las defensas ribereñas, para evitar las inundaciones a los campos de cultivo, viviendas, carreteras, etc.

Villón (2002), indica que los caudales máximos nos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedores de demasías, luz de puentes. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

2.3.4.6.- Erosión

Terán (1998), define a la erosión como “un proceso destructivo de los materiales de la corteza terrestre por acción de los procesos geológicos, que implica fracturamiento, fisuramiento, alteración física y/o química hasta el momento de arranque de los materiales, sin considerar el transporte”.

Suárez (1996), define como “el proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas del suelo, causado por el agua y el viento. Intervienen por lo tanto en el fenómeno un agente pasivo que es el suelo, colocada en determinadas condiciones de pendiente, y dos agentes activos el agua y el viento y un intermediario, la vegetación, que regula sus relaciones”.

Rocha (1998), dice que la erosión es “un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre. La erosión se debe a la actuación de agentes externos como el agua, viento y heladas”.

2.3.4.7.- Tipos de Erosión

Según **Rocha (1998)**, menciona que en términos estadísticos se puede hablar de los siguientes tipos de erosión:

a.- Erosión Normal

Es la que se caracteriza por un progreso lento. Se va alcanzando poco a poco un estado de equilibrio, el tamaño de las partículas presenta una distribución normal (que incluye desde rocas hasta limos). No hay un porcentaje anormal de ningún tamaño de partículas. El río prácticamente está en estado de equilibrio. No hay problemas serios de erosión o sedimentación.

b.- Erosión Acelerada

Es la que ocurre cuando se rompen o alteran las condiciones naturales. Puede originarse en diversas circunstancias: cambios en el clima (aumento de temperatura, deshielos, cambio de vegetación, etc.), acción de fuerzas geológicas, acción de animales, etc. sin embargo, la principal y más frecuente causa de una erosión acelerada esta en las acciones humanas.

2.3.4.8.- Erosión y Deposición.

Los procesos que rigen el desplazamiento de las partículas sólidas durante el ciclo hidro sedimentológico pueden identificarse como (Bordas, M., Semmelmann F, 1997): Desagregación, Erosión, Transporte, Decantación (o sedimentación temporal), Depósito y Consolidación.

La desagregación es el desprendimiento de partículas del medio de que hacen parte, por efecto de la meteorización, principalmente.

La erosión es el proceso de desplazamiento de su lugar de origen de las partículas sólidas de la superficie del suelo o de los lechos de los cursos.

El agente erosivo más importante es el agua, y la erosión puede relacionarse con la temperatura o la precipitación media anual (Guy, H. 1970).

Las fuerzas resistentes a la erosión incluyen la gravitatoria y las de estructura o trabazón granular, así como los agentes tienen su origen principalmente en el peso de la partícula (clasto) y en las fuerzas de cohesión.

2.3.4.9.- La Erosión hidráulica puede ser laminar o encausada:

Erosión laminar es aquella que se produce por una lámina de agua de altura uniforme, en cada unidad de terreno o lote. Las partículas de polvo o suelo suelto sobre la superficie del terreno también determinan la tasa de erosión laminar. Gotas grandes y viento seguida por una tormenta fuerte pueden aflojar y arrastrar considerable monto de suelo.

En la erosión encausada el agua tiende a escurrir en canales, cuya acción erosiva conduce a la formación de cada vez mayores y más densos cursos. Si se agrava puede formar cárcavas (ver más adelante).

a.- Erosión general - ocurre cuando no hay equilibrio entre la capacidad de transporte de la corriente y la cantidad de sedimento transportada.

b.- Erosión local - ocurre siempre, aún en las corrientes que han alcanzado un equilibrio entre su capacidad de transporte y la cantidad de sedimentos disponibles.

c.- Cárcavas - Consiste en canales profundos en quiebres de pendientes o donde el proceso erosivo canalizado es más evidente y profundo.

d.- A gradación o depósito - ocurre cuando la capacidad de transporte del flujo es superada o no se alcanza a cubrirla. Los problemas derivados de la deposición se derivan de que sucede en lugares no deseados (Colby, B. 1963).

Pueden depositarse tanto partículas gruesas como finas en el lecho debido a reducción local o general de la capacidad de transporte, donde la velocidad y la turbulencia se reduzcan, debido a constricciones locales. La acelerada erosión produce también una rápida descarga, por saturación de la capacidad de transporte.

2.3.4.10.-origen de los sedimentos en una cuenca

Rocha (1998), dice que los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca, el cual es transportado por la corriente hasta un punto donde se deposita.

Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS)

Ambrosio (2001) dice que Winsmeir y Smith efectuaron en Estados Unidos de América estudios por más de 20 años en parcelas de escorrentía, con el procesamiento de datos obtenidos llegaron a establecer la denominada EUPS.

2.3.5.- transporte de sedimentos.

El transporte de sedimentos es notoriamente difícil. Los datos utilizados para predecir cambios en el lecho son fundamentalmente inciertos, la teoría empleada es empírica y altamente sensible a una amplia gama de variables físicas. Sin embargo, con los datos apropiados, un modelador cualificado puede utilizar un modelo calibrado de transporte de sedimentos para predecir regionalmente las tendencias a largo plazo que pueden servir para planificar y evaluar alternativas de proyecto. En la versión utilizada en el presente trabajo el programa HEC-RAS

Incluye una herramienta con la cual se puede realizar movimientos del lecho y modelación de transporte de sedimentos. Este capítulo describe la teoría y criterios utilizados para este análisis.

La pendiente del río llave es moderada baja y receptora de fuertes tormentas con altas precipitaciones que origina el arrastre de material fino por sus laderas inestables, lo que es el motivo de arrastre de sólidos de sedimentos finos y gruesos según la época estacional.

2.3.5.1.- Transporte de fondo

Según **Rocha (1998)**, dice que la determinación del gasto sólido fluvial está en primer lugar fuertemente relacionada con las características de la cuenca. Específicamente con su racionabilidad, y por lo tanto, con la producción de sedimentos. De acá que la cuantificación del gasto sólido debe empezar por el conocimiento de la cuenca.

2.3.5.2.- Transportes de Sólidos de fondo

Capacidad de transporte de un río es la máxima cantidad de material sólido, que es capaz de transportar el río, dependerá esta capacidad de la magnitud de las máximas descargas, de la naturaleza de la cuenca y lecho del río.

Generalmente las partículas son transportadas en dos formas, la primera corresponde al movimiento de las partículas de mayor tamaño, las cuales ruedan en el fondo y la segunda corresponde a las partículas finas en suspensión.

El material suspendido pueden contener algo del material de la cuenca el cual generalmente se define como la porción de las cargas en suspensión, la cual está gobernada por la cantidad de abastecimientos de partículas sólidas aguas arriba y no por la composición y propiedades del lecho del cauce del río.

Las partículas sólidas tienen tres modalidades de movimiento, rodamiento y deslizamiento o ambas a la vez a saltos en suspensión, para la determinación del gasto sólido de fondo que acarrea el río Ramis a través de la sección del río para el diseño de los diques se usara para ello la fórmula de Meyer - Peter, y Müller el cual se ajusta a las condiciones del material sólido de arrastre y a que el $d \geq 1$ mm.

2.3.5.3.- Transportes de Sólidos en Suspensión

Terán (1998), es el proceso Geológico mediante el cual materiales detríticos erosionados, se acumulan en un determinado lugar como en las depresiones continentales.

Los procesos de sedimentación en los ríos de regímenes torrentosos y jóvenes, constituyen un problema complejo y difícil de evaluarlos; lecho móvil etc. Los procesos de sedimentación varían con el tipo de sedimentos que produce la cuenca.

Los sedimentos se mueven en suspensión en las corrientes de agua y como acarreo a lo largo del lecho. La saltación, es movimiento de partículas rebotando a lo largo del cauce.

Las mediciones de sedimentos son bastantes complejas. Los grados de sedimentación dependen de la velocidad y tamaño de las partículas etc.

Las partículas sólidas tienen tres modalidades de movimiento:

- Rodamiento y deslizamiento

- A saltos
- En suspensión

Para la determinación del Gasto sólido que acarreo el río llave se usara para ello fórmulas de Meyer-Peter y Muller, el cual se ajusta a las condiciones del material sólidos de arrastre y a que el $d \geq 1$.

La ecuación simplificada para el cálculo del transporte sólidos de fondo es la siguiente:

$$gs = 8 \sqrt{\left(\frac{g}{\gamma_w}\right)} \left(\frac{1}{\Delta}\right)^3 \sqrt{\tau_0 - \tau_c} \dots\dots\dots (2-52)$$

Dónde:

- gs = Gasto sólido de fondo
- g = Aceleración de la Gravedad
- τ = Esfuerzo de corte de fondo
- τ_c = Esfuerzo de corte Critico
- γ = especifico de las Particulas solidasPeso e
- γ_w = Peso específico del agua

2.3.5.4.- Transporte de Sólidos Totales

Según **Medina Márquez (1971)**; el material sólido transportado por el flujo corresponde a la Suma de materiales predominantes en la constitución del lecho y del material de lavado. Este último está constituido por un material muy fino que raramente se encuentra en el lecho. El material del lavado es el resultado de la erosión del suelo en la cuenca, de las márgenes del río y del desgaste del material. La producción de este material está ligada a factores externos al flujo, por lo que no es posible correlacionar con los parámetros hidráulicos.

Existen dos enfoques distintos en lo que añade la ecuación del transporte Sólido total, que Garde y Ranga Raju definieron de la siguiente manera:

$$C_3 = \frac{0.23}{(D.)^{1/2}} + 0.14 \dots\dots\dots (2-53)$$

$$C_4 = \frac{9.66}{D} + 1.34 \dots\dots\dots(2-54)$$

Para: $D \geq 60.0$

Dónde: $C_1 = 0$, $C_2 = 0.025$, $C_3 = 0.17$, $C_4 = 1.50$

2.3.6.- Cálculo del flujo uniforme en cursos naturales. evaluación de la resistencia al flujo y formas del lecho en ríos

2.3.6.1.- Características del flujo uniforme.

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales:

La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes; y la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales, o $S_f = S_w = S_o = S$. Para propósitos prácticos, el requerimiento de una velocidad constante puede interpretarse libremente como el requerimiento de que el flujo posea una velocidad media constante. Sin embargo, en rigor, esto significaría que el flujo posee una velocidad constante en cada punto de la sección del canal dentro del tramo del flujo uniforme. En otras palabras, la distribución de velocidades a través de la sección del canal no se altera dentro del tramo.

Se considera que el flujo uniforme es sólo permanente, debido a que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe. En corrientes naturales, aun el flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimentó una condición estricta de flujo uniforme. A pesar de esta desviación de la realidad, a menudo se supone una condición de flujo uniforme para, el cálculo de flujo en corrientes naturales. Los resultados obtenidos a partir de esta suposición son aproximados y generales, pero ofrecen una solución relativamente simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

2.3.6.2.- Establecimiento del flujo uniforme.

Cuando el flujo ocurre, el agua encuentra resistencia a medida que fluyen aguas abajo. Esta resistencia por lo general es contrarrestada por las componentes de fuerzas gravitacionales que actúan sobre el cuerpo de agua en la dirección del

movimiento. Un flujo uniforme se desarrollará si la resistencia se balancea con las fuerzas gravitacionales. La magnitud de la resistencia, cuando otros factores físicos del canal se mantienen constantes, depende de la velocidad de flujo. Si el agua entra al canal con lentitud, la velocidad y por consiguiente, la resistencia son pequeñas, y la resistencia es sobrepasada por las fuerzas de gravedad, dando como resultado una aceleración de flujo en el tramo de aguas arriba. La velocidad y la resistencia se incrementarán de manera gradual hasta que se alcance un balance entre las fuerzas de resistencia y de gravedad. A partir de este momento, y de ahí en adelante, el flujo se vuelve uniforme. El tramo de aguas arriba que se requiere para el establecimiento del flujo uniforme se conoce como zona transitoria. En esta zona el flujo es acelerado y variado. Si el canal es más corto que la longitud transitoria requerida para las condiciones dadas, no puede obtenerse flujo uniforme. Hacia el extremo de aguas abajo del canal la resistencia puede ser excedida de nuevo por las fuerzas gravitacionales y el flujo nuevamente se vuelve variado.

A continuación se muestra un canal largo con tres pendientes diferentes: sub crítica, crítica y supercrítica.

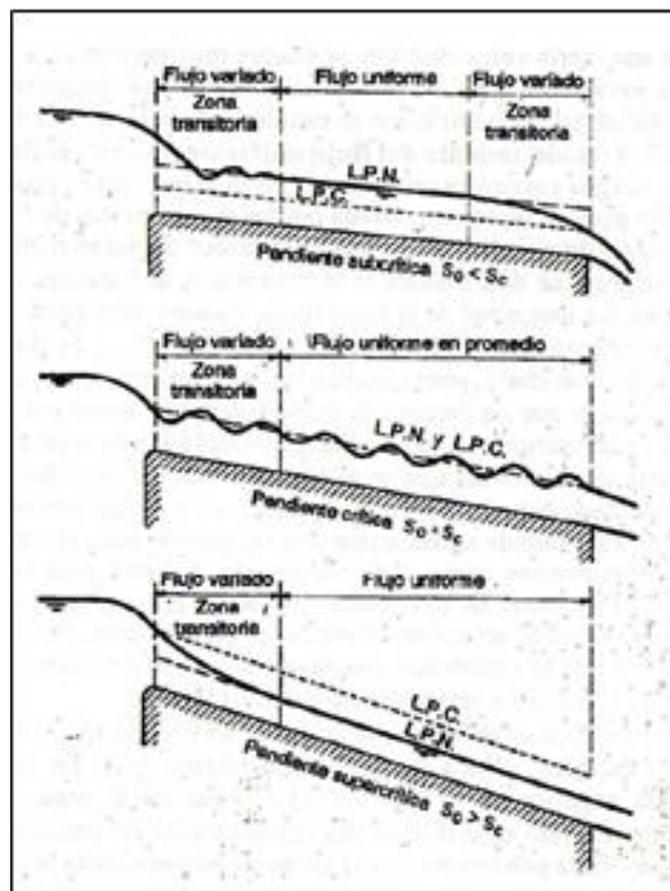


Figura 2.8 Deducción de la Ecuación de Chezy para flujo Uniforme de un canal abierto

Dónde:

$$H = Z + d \cos \theta + a \cdot V^2 / 2g \dots\dots\dots(2-55)$$

Donde:

H = Es la altura total

Z = Es la distancia vertical del fondo del canal sobre

V_A = Es la profundidad de la sección del flujo

θ = Ángulo de la pendiente del fondo

a = Coeficiente de energía

V = Velocidad media del flujo.

Se supone que θ y a son constantes a lo largo del tramo del canal en consideración y diferenciando la ecuación (2.55) respecto a x se tiene:

$$\frac{dH}{dz} = \frac{dz}{dx} + \cos \theta \frac{d(d)}{dx} + \frac{d}{dx} \left[\frac{v^2}{2g} \right] \dots\dots\dots (2-56)$$

A pendiente está definida como seno del ángulo de la pendiente y que se asume positiva y descende en dirección del flujo y negativa si asciende, de la figura 2.14 la pendiente de energía Sf = -dH / dx, la pendiente del fondo del canal So = Senθ = -dz/dx sustituyendo esta pendiente en la ecuación (2-56) y resolviendo para dd/dx,

$$\frac{dH}{dz} = \frac{dz}{dx} + \cos \theta \frac{d(d)}{dx} + \frac{d}{dx} \left[\frac{v^2}{2g} \right] \dots\dots\dots (2-57)$$

Esta es la ecuación diferencial general del flujo gradualmente variado que representa la pendiente de la superficie del agua con respecto al fondo del canal.

Cuando θ es pequeño, cosθ=1, d = y y dd/dx = dy/dx Así la ecuación se

hace:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 + a.d(v^2/2g)/dy} \dots\dots\dots (2-58)$$

2.3.6.3.- Coeficiente de Velocidad.

El coeficiente de velocidad α se calcula en base a la conducción en los tres elementos de flujo: sobre margen izquierdo, sobre margen derecho y el canal se obtienen mediante a siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{(at)^2 \left[\frac{(Klob)^3}{(Alob)^2} + \frac{(Kch)^3}{(Ach)^2} + \frac{(Krob)^3}{(Arob)^2} \right]}{(Kt)^3} \dots\dots\dots (2.58 a)$$

Dónde:

At = Área total de flujo en la sección transversal.

Kt = Transporte total en la sección transversal

Alob, Ach, Arob.= Área de flujo del sobre borde Izquierdo, del canal principal y del sobre borde derecho respectivamente.

Klob, Kch, Krob.= transporte de sobre borde Izquierdo, del canal principal y del sobre borde derecho respectivamente

2.3.6.5.- Determinación de la pérdida por fricción.

En el HEC-RAS se determina la perdida por fricción mediante el producto de **Sf** y **L**, donde **Sf** es la pendiente de fricción respectivamente en el tramo y **L** se determina con la ecuación (2.58.a).

Ecuación de la media geométrica de la pendiente de fricción.

$$S_f = \sqrt{S_f / 1xSf^2} \dots\dots\dots(2.58b)$$

Ecuación de la media Armónica de la Pendiente de fricción

$$Sf = \frac{2.Sf / 1xSf^2}{(Sf / 1+ Sf^2)} \dots\dots\dots(2.58c)$$

Ecuación de transporte promedio

$$Sfo = \left(\frac{Q1+Q2}{K1+K2} \right) \dots\dots\dots(2.59)$$

La ecuación (2.59) es la ecuación por omisión empleado por el programa; es decir se emplea automáticamente a menos que se indique una ecuación diferente al introducir datos.

En resumen el resultado de la elevación del nivel del agua en la sección transversal dada se calcula utilizando el método Standard por etapas solucionando las ecuaciones 2.60, .a las que se resuelven simultáneamente por iteración obteniéndose como resultado la elevación del nivel del agua en las secciones transversal dada.

2.3.6.6.- Calculo de pérdidas por expansión y contracción.

Las pérdidas por contracción y expansión en HEC-RAS son calculadas por la siguiente ecuación:

$$h_{ce} = c \left| \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right| \dots\dots\dots (2.60)$$

Dónde:

C = Coeficiente de contracción o expansión.

El programa asume que una contracción está ocurriendo cuando la velocidad aguas abajo es mayor que la velocidad aguas arriba; en cambio, cuando la velocidad aguas arriba es mayor que la velocidad aguas abajo el programa asume que existe una expansión.

2.3.6.7.- Valores comunes del coeficiente C usado en HEC RAS.

Los coeficientes de contracción y expansión son la causa común de pérdida de energía entre las secciones transversales, cuando esto ocurre, la pérdida es calculada con los coeficientes de expansión y contracción especificados en la ventana de edición de la Sección Transversal.

2.3.6.8.- Para flujo subcrítico:

Cuando el cambio en la sección transversal es pequeño los valores típicos de contracción y expansión son 0.1 y 0.3 respectivamente.

Cuando el cambio en la sección transversal es mayor como por ejemplo en el caso de un puente, los coeficientes que se pueden usar son de 0.3 y 0.5 respectivamente.

En ocasiones estos coeficientes pueden llegar a ser del orden de 0.6 y 0.8 cuando se trate de algún tipo de alcantarilla o puente de geometría atípica donde el cambio de geometría es abrupto.

El máximo valor para los coeficientes de contracción y expansión es 1.0.

Cuadro 2.3 Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo subcrítico.

TIPO DE TRANSICIÓN	VALOR COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN	VALOR COEFICIENTE DE EXPANSIÓN
SIN PERDIDAS	0.0	0.0
TRANSICIÓN GRADUAL	0.1	0.3
SECCIONES DE PUENTES TÍPICOS	0.3	0.5
TRANSISIONES ABRUPTAS	0.6	0.8

Fuente: HEC-RAS *Hidraulic reference manual versión 4.0, Marzo 2008.*

2.3.6.9.- Para flujo supercrítico:

En canales rectangulares y trapezoidales diseñados, para trabajar en flujo supercrítico sin cambio de sección se recomienda que los valores de los

coeficientes de contracción y expansión sean 0.0 y en donde no exista un cambio en la sección transversal.

Los valores típicos para cambios graduales en la sección están alrededor de 0.01 para el coeficiente de contracción y 0.03 para el coeficiente de expansión.

Si los cambios son abruptos puede ser necesario el uso del coeficiente de contracción igual a 0.05 y el coeficiente de expansión 0.2.

Cuadro 2.4 Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo supercrítico.

TIPO DE TRANSICIÓN	VALOR COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN	VALOR COEFICIENTE DE EXPANSIÓN
SIN PERDIDAS	0.00	0.00
TRANSICIÓN GRADUAL	0.01	0.03
TRANSISIONES ABRUPTAS	0.05	0.20

Fuente: HEC-RAS Hydraulic reference manual versión 4.0, Marzo 2008.

2.3.6.10.- Distribución de velocidades.

Según **Chow (1986)**, las formas de las secciones transversales y los modelos de distribución de velocidad se muestran en la *Figura 2.15*. Esta distribución depende también de otros factores como, la rugosidad del canal, la presencia de curvas, y generalmente para secciones irregulares, cambia con las variaciones del tirante en la sección.

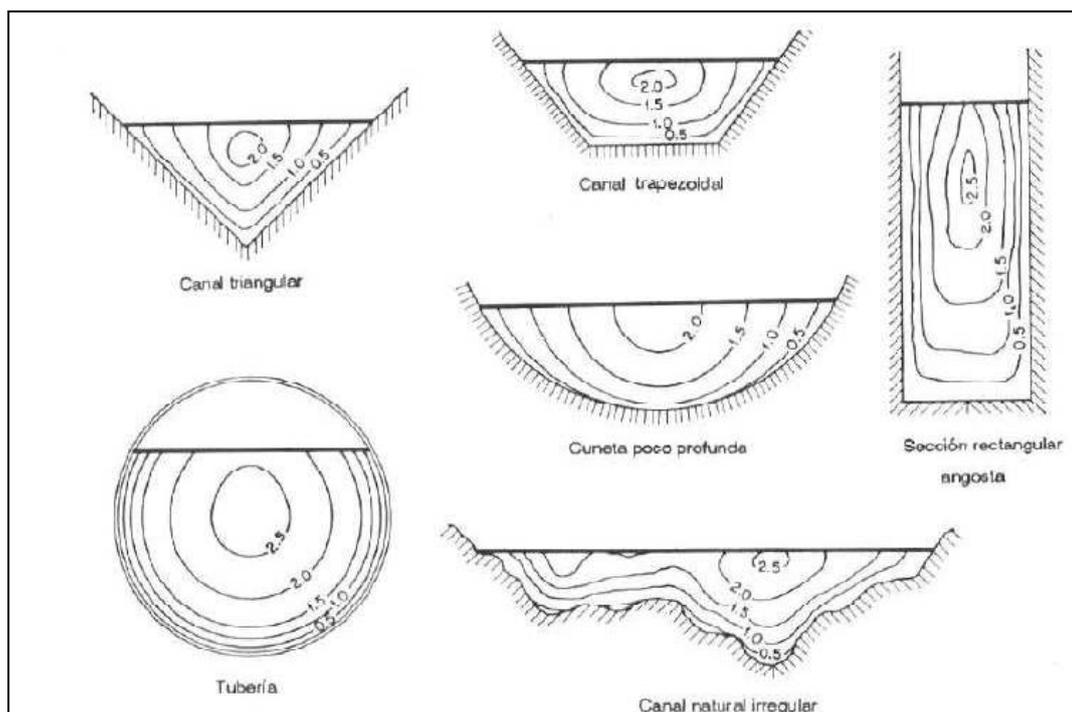


Figura 2.5 Curvas de igual velocidad para diferentes secciones de canal

2.3.6.11.- Requisitos básicos de datos

Una Parte sustancial de la programación del HEC-RAS está dedicada a brindar una gran variedad de opciones para la entrada y el manejo de datos.

El objetivo del programa es bastante simple, Calcular elevaciones de superficie de las aguas en todo punto de interés para valores dados de flujo. Los datos requeridos para efectuar estos cálculos incluye: el régimen de flujo, la elevación inicial, caudal, los coeficientes de pérdida, las características geométricas de la sección transversal y la longitud del tramo.

A) Capacidad opcional.- El HEC-RAS tiene numerosas capacidades opcionales que permiten determinar áreas de inundación y aliviaderos de crecidas; para determinar pérdidas de energía en obstáculos como vertederos alcantarillas y puentes; y para analizar mejora en el sistema de drenaje. Otras opciones del programa incluye la capacidad de elegir entre una serie de ecuaciones de perdida por fricción; El cálculo del, tirante critico; solución directa del coeficiente “n” de Manning; Insertar automáticamente secciones transversales generadas por el programa; especificar áreas de flujo no efectivas; analizar ríos tributarios; Efectuar análisis de perfiles múltiples es un solo proceso de programa; y analizar el flujo en ríos cubierto por hielo.

B) Opciones de flujo efectivo.- Existe una serie de capacidad del programa para restringir el flujo a las áreas de flujo efectivo de las secciones transversales. Entre estas capacidades existen opciones para simular el depósito de sedimentos, para confinar flujo a canales con diques de ribera, cubicar terraplenes y plataforma de puentes, y para analizar emplazamientos en las áreas de inundación.

2.3.6.12.- Rugosidad.

Según **Chow (1986)**, aplicando la fórmula de Manning o la fórmula de Ganguillet y Kutter, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n pues no hay un método exacto de seleccionar un valor n . En el estado actual de conocimiento, el seleccionar un valor de n actualmente significa estimar la resistencia al escurrimiento en un canal dado, lo cual es realmente un asunto intangible.

Para una determinación apropiada del coeficiente de rugosidad n hay que tener en cuenta cuatro caminos generales.

- Comprender los factores que afectan a n .
- Consultar un cuadro de valores típicos de n para varios tipos de canales.
- Examinar y familiarizarse de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos.
- Determinar el valor de n a través de un procedimiento analítico basado sobre la distribución de velocidades o de rugosidad.

2.3.6.13.- Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning.

Según **Chow (1986)**, en realidad, el valor de n es muy variable y depende de una cantidad de factores, estos factores son en cierto modo interdependientes. A continuación se describen los factores a considerar:

a.- Rugosidad de la superficie.

Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el

perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. En general los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de n y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de n .

En corrientes aluviales en donde el material de los granos es fino, tal como la arena, arcilla y marga o cieno, el efecto retardante es mucho menor que donde el material es grueso, tal como cantos rodados o piedras; por lo tanto el valor de n es bajo cuando el material es fino y cuando el material es grueso consistente en cantos rodados y piedras el valor de n es generalmente alto.

b.- Vegetación.

Es vista como una clase de rugosidad superficial, pues reduce en cierta forma la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.

c.- Irregularidad del cauce.

Comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo de la longitud del canal. En los canales naturales, tales irregularidades son introducidas normalmente debido a la presencia de barras de arena, ondas arenosas y depresiones, hoyos o relieves en el lecho del cauce. Estas irregularidades como cambios bruscos o alternos de secciones pequeñas y grandes definitivamente introducen rugosidades adicionales a las causadas por la rugosidad de la superficie y otros.

d.- Alineamiento del cauce.

Curvaturas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de n , mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán n . Los meandros en los cursos naturales, sin embargo, pueden aumentar el valor de n tanto como 30%.

e.- Depósitos y socavaciones.

Los depósitos pueden cambiar un cauce muy irregular en buen comparativamente uniforme y disminuir n . Mientras que la erosión puede hacer al revés y aumentar n .

f.- Obstrucciones.

La presencia de troncos, pilares de puentes y semejantes tiene a aumentar n . el monto del aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, su tamaño, forma, número y distribución.

g.- Tamaño y forma del cauce.

No hay evidencia definitiva acerca de que el tamaño y forma del cauce sea un factor importante que afecta el valor de n . En aumento en el radio hidráulica puede aumentar o disminuir n .

h.- Nivel y caudal.

El valor de n en gran parte de los ríos decrece con el aumento en el nivel y en el caudal. Sin embargo, el valor de n puede ser grande para niveles altos si los bancos son rugosos y con mucha vegetación.

Cuando el caudal es demasiado alto, la corriente puede desbordar sus bancos y una parte del flujo estará a lo largo de la planicie anegada.

El valor de n de las crecidas en las planicies es más grande generalmente que el del propio cauce, y su magnitud depende de la condición de la superficie o vegetación.

i.- Cambio estacional.

Debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pastos, hierbas, sauces, arbustos y árboles en el canal o en los bancos, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación estable.

2.3.6.13.- Material suspendido y transporte de fondo

El material suspendido y el transporte de fondo, este en movimiento o no, consumirá energía y ocasionaría pérdidas de altura o aumentaría la rugosidad aparentemente del canal

Cowan (2001), reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, desarrolló un procedimiento para estimar el valor de

n , por este procedimiento, el valor de n se puede calcular por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m^5 \dots\dots\dots(2.61).$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad a determinar.

n_0 = Valor básico de “n” para un cauce recto, uniforme y liso en los materiales comprendidos.

n_1 = Valor agregado para corregir el efecto de las irregularidades de superficie.

n_2 = Valor que depende de la variación de la forma y tamaño de la sección.

n_3 = Valor que depende de las obstrucciones.

n_4 = Valor que depende de la vegetación y condiciones del flujo.

m_5 = Factor de corrección por efecto de los meandros del canal.

Cuadro 2.5 Valores para el cálculo de n según la ecuación 2.61.

CONDICIONES DEL CANAL				VALORES	
1	Material involucrado	1.1	Tierra	n_0	0.02
		1.2	Corte en roca		0.025
		1.3	Grava fina		0.024
		1.4	Grava gruesa		0.028
2	Grado de irregularidad	2.1	Suave	n_3	0
		2.2	Menor		0.005
		2.3	Moderado		0.01
		2.4	Severo		0.02
3	Variaciones de la sección transversal	3.1	Gradual	n_2	0
		3.2	Ocasionalmente		0.005
		3.3	Frecuentemente		0.010 – 0.015
4	Efecto relativo de las obstrucciones	4.1	Insignificante	n_3	0
		4.2	Menor		0.010 – 0.015
		4.3	Apreciable		0.020 – 0.030
		4.4	Severo		0.040 – 0.060
5		5.1	Baja	n_4	0.005 – 0.010
		5.2	Media		0.010 – 0.025
		5.3	Alta		0.025 – 0.050
		5.4	Muy alta		0.050 – 0.100
6	Grado de los efectos por meandros	6.1	Menor	m_5	1
		6.2	Apreciable		1.15
		6.3	Severo		1.3

Fuente: Ven Te Chow, “Hidráulica de Canales Abiertos” Editorial Mc Graw Hill, Colombia, 1986.

Cuadro 2.6 Valores para el cálculo de n según la ecuación 2.15.

Tipo de cauce y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
D. Cursos naturales.			
D.1 Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida < 30.48m=100ft).			
a. Curso en planicie.			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos.	0.025	0.030	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos.	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, nivel inferiores, más pendiente y sección inefectivas	0.040	0.048	0.055
6. Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos	0.075	0.100	0.150
b. Cursos en montaña, sin vegetación en el cauce, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles altos.			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
D.2 Planicie crecida			
a. Pasturas sin arbustos			
1. Pastos cortos	0.025	0.030	0.035
2. Pastos altos	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
c. Arbustos			
1. Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
2. Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Arbustos medianos a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Arbustos medianos a densos en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			

Fuente: Ven Te Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos" Editorial Mc Graw Hill, Colombia, 1986.

Cuadro 2.7 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de "n"

Tipo de cauce y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
1. Saucos densos, en verano y rectos	0.110	0.150	0.200
2. Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
3. Igual que arriba, pero con gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
4. Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de inundación por debajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
5. Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160
D.3 Cursos de agua importante (ancho superior a nivel de inundación >30.48m=100ft). Los valores de <i>n</i> son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva			
a. Sección regular sin rocas y arbustos	0.025	-----	0.060
b. Sección Irregular y áspera	0.035	-----	0.100

Fuente: Ven Te Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos" Editorial Mc Graw Hill, Colombia, 1995.

2.3.6.14.- Transporte de sedimentos régimen permanente

Según **Lescano (1969)**, dice que uno de los datos que sería de mucha utilidad para el diseño de una estructura hidráulica es conocer la cantidad de material sólido que puede transportar un cauce natural o que transporta en un determinado momento. Con el fin de obtener esta información podríamos recurrir al empleo de una fórmula o la medición in situ y obtener un determinado número de m³/día de material sólido. Este gasto sólido así obtenido constituirá, en el mejor de los casos nada más que una referencia de lo que pueda suceder en realidad y veamos porque hacemos esta afirmación: en principio existen muchas fórmulas empíricas y experimentales que se pueden usar, necesitaríamos entonces utilizar a una de ellas teniendo en cuenta las condiciones en las que se obtuvo y al emplearla estaríamos obteniendo el gasto sólido correspondiente a la máxima capacidad de transporte, situación que por otro lado no va a ser permanente en un cauce determinado. Si recurrimos a un equipo de medición necesitaríamos elegir en

Forma adecuada las verticales en la sección transversal y los puntos de muestreo en la vertical, de suerte tal que obtengamos resultados más o menos confiables; si así fuera tuviésemos para ese instante y recordando que también existen avenidas de sólido estaríamos con la incertidumbre de lo representativo que podría ser el dato obtenido.

2.3.6.15.- Modos de transporte

Las partículas son transportadas fundamentalmente de dos maneras diferentes; las de mayor tamaño ruedan o son arrastradas sobre el fondo constituyendo el transporte sólido de fondo, las más finas van en suspensión.

No existe una proporción definida entre las cantidades de material sólido de fondo y las de material en suspensión. Generalmente el gasto sólido en suspensión es mayor que el gasto sólido de fondo. Se entiende por gasto sólido el peso o el volumen de sólidos que pasan una sección determinada en una unidad de tiempo.

2.3.6.16.-Variación del transporte sólido con el tiempo:

Según **Rocha (1990)** indica que “el transporte sólido de un río no es constante a lo largo de todo el año. También encontramos que en el principio el volumen total transportado difiere año tras año”.

Los cambios muy grandes transportan la mayor cantidad de sólidos en suspensión y fondo y constituyen la causa de los cambios en el río mediante corte de bancos, depósitos en forma de barras, inundaciones de tierras de cultivo, erosión del lecho y erosiones locales.

2.3.6.17.- Variación del Transporte Sólido en la Sección Transversal: Según Rocha (1990)

Señala que en la práctica es usual que en los ríos de altas velocidades (en los que la turbulencia se encuentra plenamente desarrollada) la concentración es prácticamente la misma en toda la sección transversal, siempre que las partículas sean muy pequeñas.

2.3.6.18.- Propiedades de los sedimentos

Ambrosio (2001), dice que las propiedades de los sedimentos, pueden ser subdivididas en dos grupos.

Propiedades individuales de las partículas de sedimento.

- Tamaño de partícula.
- Forma del sedimento.
- Composición mineralógica y peso específico del sedimento
- Velocidad de sedimentación.

Propiedades de los sedimentos en conjunto.

- Distribución granulométrica.
- Distribución de frecuencia de los sedimentos.
- Porosidad.
- Peso específico aparente.
- Ángulo de reposo.

2.3.7.- Bases de la solución con el modelo HEC-RAS para flujo unidimensional permanente.

El Software del HEC-RAS es una herramienta computacional capaz de resolver unidimensionalmente el cálculo de perfiles hidráulicos, tanto en flujo sub-crítico como supercrítico, considerando puentes, vertederos y otras obras de arte.

El método empleado es el estándar por etapas, las cuales se calculan solucionando las ecuaciones 2.62, 2.63a, 2.63b, 2.63c y 2.64 las que se resuelven simultáneamente por iteración, obteniéndose como resultado la elevación del nivel del agua en la sección transversal dada.

2.3.7.1.- Ecuación para el cálculo Básico de perfil.

Las siguientes dos ecuaciones se resuelven por un procedimiento iterativo (el método por pasos) para calcular la elevación incógnita de la superficie del agua en las secciones transversales:

$$WS_2 + \alpha_2 \cdot \frac{v_2^2}{2g} = WS_1 + \alpha_1 \frac{V^2}{2g} + h_e \dots \dots \dots (2-62)$$

$$He = L.Sf + C. \left(\frac{\alpha_2.v_2^2}{2g} + \frac{\alpha_1.v_1^2}{2g} \right) \dots \dots \dots (2.63)$$

Dónde:

WS_2, WS_1 = Cotas de la superficie del agua en el tramo.

v_2, v_1 = Velocidad media (Caudal total entre áreas totales del flujo en los extremos del tramo)

1,3 = Coeficiente de velocidad para el flujo a extremos del tramo

G = Aceleración de la gravedad

He = Perdida de la carga de energía

L = Longitud del tramo ponderado con caudal.

Sf = Pendiente de fricción representativa para el tramo.

C = Coeficiente de pérdida por expansión o contracción

La longitud del tramo L ponderado con Caudal, se calcula con la siguiente ecuación:

$$L = \frac{L_{ob} + L_{ch}Q_{ch} + L_{ro}Q_{ro}}{Q_{ob} + Q_{ch} + Q_{ro}} \dots\dots\dots(2.63 a)$$

Dónde:

Llob, Lch, Lrob = sección transversal entre la longitud específica para flujo sobre banco izquierdo canal principal y sobre el banco derecho, respectivamente.

Qlob, Qch, Qrob = promedio aritmético de los flujos entre las secciones por el banco izquierdo canal principal y banco derecho respectivamente.

2.3.7.2.- Sub división de secciones transversales.

La determinación de la conducción total y del coeficiente de velocidades para una sección transversal requiere que se sub divida al flujo en unidades para las cuales la velocidad esta uniformemente distribuida. El enfoque empleado en el HEC-RAS sub divide al flujo en las áreas de sobre borde empleando las estaciones de sección transversal ingresadas (coordenadas X) como la base de sub división mediante la siguiente ecuación (en unidades inglesas):

$$K = \frac{1.486ar^{2/3}}{n} \dots\dots\dots (2.63 b)$$

Dónde:

K = Conducción en la sub división

n = Coeficiente “n” de Manning para la sub división.

a = Área de flujo en la sub división

r = radio hidráulico en la sub división (el área dividido por el perímetro mojado).

La conducción total en la sección transversal se obtiene sumando las conducciones e incrementadas.

2.3.7.3.- Coeficiente de rugosidad de Manning para el canal principal.

El flujo en el canal principal no está sub dividido excepto cuando el coeficiente de rugosidad se cambie dentro del área del canal. El HEC-RAS, Ha sido modificado para probar la aplicabilidad de la sub división rugosidad dentro de la porción del canal de una sección transversal y, si no es aplicable el programa calculara un valor compuesto de “n” en base al siguiente criterio: si la pendiente lateral de un canal es mayor que 5H: 1V y se ha sub dividido la sección transversal entonces se computara un coeficiente compuesto de rugosidad “ n_c ” (ecuación de 2.63c Chow, 1959). La pendiente lateral del canal empleado por el HEC-RAS se define como la distancia horizontal entre estaciones NH adyacentes dentro del canal sobre la diferencia en elevación de esas dos estaciones.

Para la determinación del “ n_c ” se divide imaginariamente la superficie del agua en N partes cada una con un Perímetro Mojado conocido P_i y un coeficiente de rugosidad “ n_i ”.

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i \cdot n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (2.63.c)$$

Dónde:

n_c = coeficiente compuesto o equivalente de rugosidad

P = perímetro mojado de la sección transversal.

P_1 = Perímetro mojado de la subdivisión imaginaria.

n_1 = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión imaginaria.

El coeficiente compuesto “ n_c ” calculado debe ser controlado para verificar su coherencia. El valor calculado es el valor “ n ” del canal en las tablas del sumario detallados

2.3.8.- Ecuaciones fundamentales en el análisis unidireccional del flujo plano no permanente. Análisis básico de los tipos de modelos existentes para la solución de las ecuaciones del flujo no permanente

2.3.8.1.- Continuidad del flujo no permanente.

La ley de continuidad para flujo no permanente puede establecerse considerando la conservación de masa en un espacio infinitesimal entre dos secciones de canal (Figura 2.3). En flujo no permanente el caudal cambia con la distancia a una tasa $\partial Q/\partial x$, y la profundidad cambia con el tiempo a una tasa de $\partial y/\partial t$. El cambio en el caudal a través del espacio en el tiempo dt es $(\partial Q/\partial x) dx dt$. El cambio correspondiente en el almacenamiento dentro del canal en el espacio es $T dx (\partial y/\partial t) dt = dx (\partial A/\partial t) dt$. Debido a que el agua es incompresible, el cambio neto en el caudal más el cambio en el almacenamiento debería ser cero; es decir

$$\frac{\partial Q}{\partial x} dx dt + T dx \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial x} dx dt + dx \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (2.64)$$

Al simplificar.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (2.65)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (2.66)$$

En una sección determinada, $Q = VA$; entonces la ecuación (2.66) se convierte en

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} + T \frac{\partial x}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots(2.67)$$

Como la profundidad hidráulica es $D = A/T$ y $\partial A = T \partial y$, la ecuación anterior puede escribirse como (2-66).

Donde Q es el caudal por unidad de ancho. Esta expresión la introdujo por primera vez Saint-Venant.

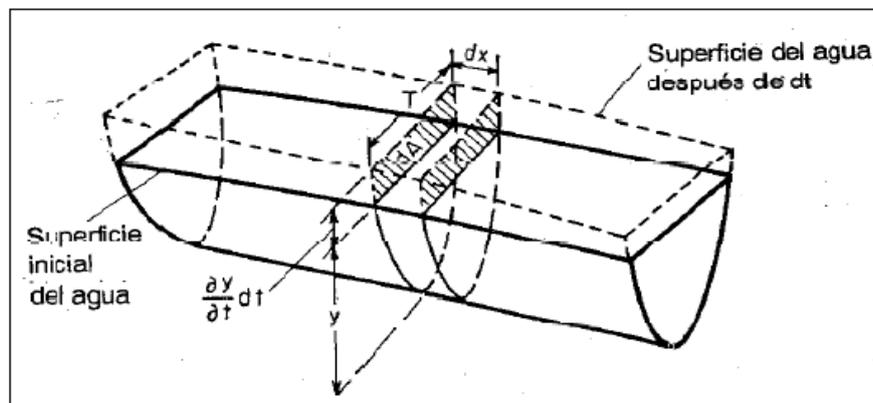


Figura 2.6 Continuidad de flujo no permanente

Cuando el canal es alimentado lateralmente con un caudal adicional de q' por unidad de longitud, por ejemplo, en un área que está siendo inundada sobre un dique, la ecuación (2-66) puede escribirse

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A'}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots(2.68)$$

Si el canal está compuesto por una sección principal profunda y otra lateral extensiva y poco profunda, puede suponerse que el caudal en la sección principal es relativamente alto, en tanto que la sección lateral contribuye sólo al almacenamiento pero no al caudal. Luego la ecuación (2-68) puede escribirse como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A'}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots(2.69)$$

Donde A' es el área mojada de la sección lateral. Esta ecuación también se

aplica al caso de un canal que contiene espolones; el agua circula entre estos para guiar el flujo hacia el canal principal pero no contribuye al caudal.

2.3.8.2.- Ecuación dinámica para el flujo no permanente.

Por simplicidad, el flujo no permanente se tratará como flujo permanente bidimensional, con la excepción de que se utilizará una variable adicional para el elemento tiempo, la cual tiene en cuenta la variación en la velocidad de flujo y por consiguiente representa la aceleración, que produce fuerza y causa pérdidas de energía adicionales en el flujo.

Con referencia a la Figura 2.7, la fuerza debida a la aceleración ($\partial V/\partial t$) que actúa sobre un peso unitario w de agua es igual a $(w/g) \partial V/\partial t$; es decir, fuerza = masa Aceleración. Se supone que la pendiente del canal es pequeña, que la aceleración ocurre en la dirección x y que su componente vertical es insignificante. Luego el trabajo hecho por esta fuerza a lo largo de la distancia dx entre dos secciones del canal, como las que se muestran en la figura es $(w/g)(\partial V/\partial t)dx$. Esta cantidad de trabajo es igual a la pérdida de energía debida a la aceleración. al dividir por w , la pérdida en altura se expresa mediante $(1/g) (\partial V/\partial t)dx$.

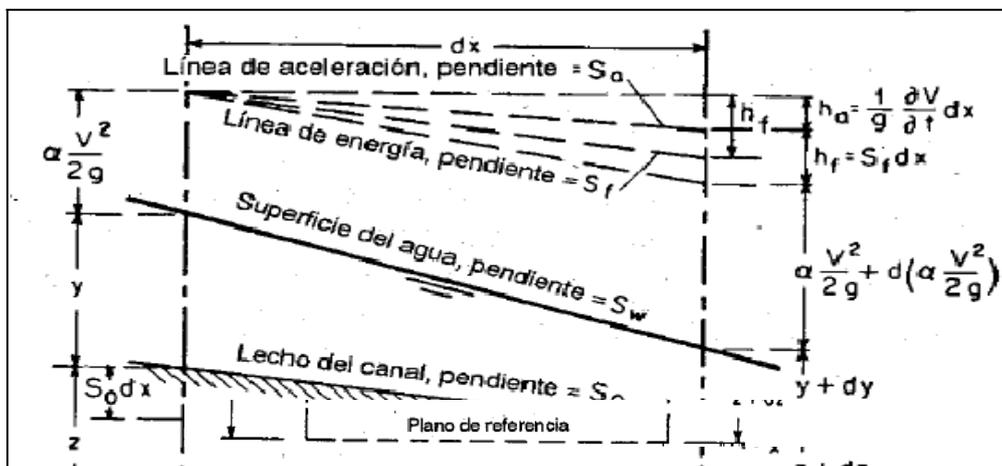


Figura 2.7 Representación simplificada de la energía en flujo no permanente.

El lado izquierdo de esta ecuación representa el cambio de altura total. Los dos términos de la derecha son las pérdidas de altura debidas a la fricción y a la aceleración, respectivamente. Esta ecuación establece que el cambio de altura total en el flujo no permanente gradualmente variado depende de los efectos de fricción y aceleración. En flujo permanente gradualmente variado, el cambio de altura depende por completo de la fricción, siempre y cuando las pérdidas por remolino

sean insignificantes.

$$\frac{\partial(z + y)}{\partial x} + Sf + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) + \frac{\partial V}{g \partial t} = 0 \dots\dots\dots (2.70)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1 \partial V}{g \partial t} + Sf = 0 \dots\dots\dots (2.71)$$

Esta es la ecuación dinámica general para flujo no permanente gradualmente variad. La pendiente de fricción en la ecuación puede evaluarse por medio de la ecuación de Manning, la de Chézy o cualquier otra de flujo uniforme adecuada. Para canales prismáticos, es decir para $-\partial z/\partial x = S_o$, la ecuación (2-71) puede escribirse como

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1 \partial V}{g \partial t} = S_o - S \dots\dots\dots (2.72)$$

Las ecuaciones de continuidad y dinámica para flujo no permanente gradual-mente variado las publicó por primera vez Saint-Venant. La validez de estas ecuaciones ha sido verificada mediante muchas observaciones y experimentos. Sin embargo, debido a su complejidad matemática, la integración exacta de estas ecuaciones es imposible. Para aplicaciones prácticas, puede obtenerse una solución de las ecuaciones mediante métodos de paso aproximados o basados en suposiciones simplificadoras.

2.3.8.3.- Onda creciente monoclinal.

Un caso especial de flujo no permanente posible en canales prismáticos es el flujo uniforme progresivo, que tiene un perfil de onda estable, el cual no cambia de forma a medida que se mueve a lo largo del canal. De acuerdo con esta definición, el flujo uniformemente progresivo tiene las siguientes características notables; las posiciones sucesivas del frente de onda en diferentes tiempos son paralelas; La velocidad del frente de onda o celeridad es mayor que la velocidad media del agua, en cualquier sección de la onda;

La configuración de la onda viaja hacia aguas abajo con una velocidad constante, pero la velocidad inedia del agua en la sección transversal puede variar de una

sección a otra a medida que cambia el radio hidráulico y la pendiente superficial. De las diferentes formas de configuración de onda en un flujo uniformemente progresivo se tomara la onda creciente monoclinal como el caso clásico para el siguiente análisis, debido a que esta onda puede aproximarse a la mayor parte de las ondas de creciente en canales naturales y a que es manejable mediante un tratamiento matemático simple.

Como en las regiones de flujo uniforme $Q_1 = V_1 A_1$ y $Q_2 = V_2 A_2$, la ecuación (2-20) puede escribirse como:

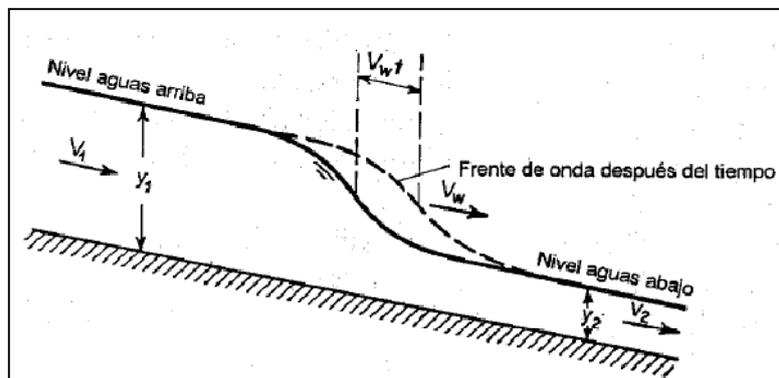


Figura 2.8 Onda creciente monoclinal

Las ecuaciones anteriores pueden utilizarse para el cálculo de la velocidad de la onda creciente monoclinal. La ecuación (2-72) muestra que, si no existe flujo inicial, es decir, si $V_1 = 0$ y $A_1 = 0$, entonces $V_w = V_2$. Si existe flujo inicial, entonces V_w es siempre mayor que V_1 o V_2 . Esto es cierto debido a que la onda se mueve más rápidamente que las partículas de agua si tiene que proveer el volumen de la configuración de onda en cualquier momento.

En canales naturales la velocidad de una onda de creciente monoclinal supuesta puede determinarse utilizando el conocido principio de Kleitz-Seddon. La ecuación (2-73) indica que la velocidad de una onda creciente monoclinal es una función de la relación entre el área mojada y el caudal para el canal. La (Figura 2.8) muestra una curva que representa tal relación. Para secciones de canal comunes en las cuales la velocidad aumenta al igual que el área mojada, esta curva es cóncava hacia arriba. En la figura, $\tan\theta_1 = Q_1/A_1 = V_1$, $\tan\theta_2 = Q_2/A_2 = V_2$ y $\tan\theta_w = (Q_1 - Q_2)/(A_1 - A_2) = V_w =$ la pendiente de la línea P_1P_2 . Como la curva es cóncava hacia arriba, nótese que V_w debe ser mayor que V_1 o V_2 . Para una V_w máxima, la pendiente de la línea P_1P_2 , debe ser máxima. Esto ocurre cuando $Q_1 = Q_2$ o cuando el punto P_2 se aproxima al punto P_1 y la pendiente de la secante P_1P_2 se

aproxima a la pendiente de la tangente P_1 como límite. Por consiguiente.

$$(V_w)_{MAX} = \frac{\partial Q}{\partial A} \dots \dots \dots (2.73)$$

Como $dA = T dy$, la anterior ecuación se convierte en:

$$(V_w)_{max} = \frac{1}{T} \frac{\partial Q}{\partial A} \dots \dots \dots (2.74)$$

donde dQ/dy es la pendiente de la curva de calibración de caudal. Si se conoce el ancho superficial de la sección del canal, puede calcularse la velocidad máxima utilizando esta ecuación. De igual modo, si se conoce la velocidad máxima, puede determinarse el ancho promedio de canal. El término dQ/dy para un nivel determinado puede calcularse por medio de la pendiente media de las curvas de calibración de caudal en las estaciones de aforo dentro del tramo en consideración. La velocidad máxima V_w puede determinarse a partir de la distancia y el tiempo del viaje de la onda entre las estaciones.

Las ecuaciones (2-73) y (2-74) se aplican sólo a pequeños aumentos en el nivel de creciente, donde el frente de onda tiene una pendiente tan pequeña que el término dQ/dy puede tomarse aceptablemente de la curva de calibración para flujo uniforme.

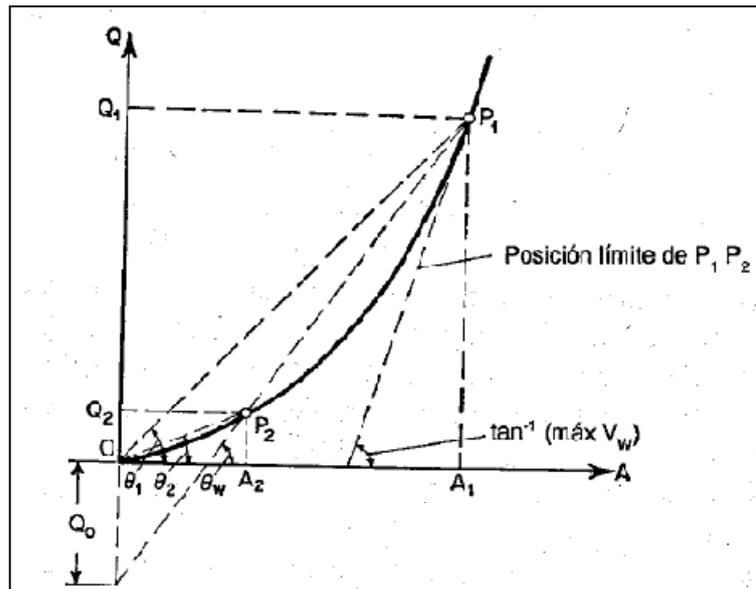


Figura 2.9 Interpretación gráfica de las relaciones de área mojada, caudal y velocidad en una onda creciente monoclinal

El principio del método antes mencionado lo desarrolló matemáticamente Kleitz por primera vez, pero Seddon también lo descubrió a partir de observaciones reales en un estudio sobre las alturas de aforo en los ríos Mississippi y Missouri. Wilkinson describió la aplicación del método a los ríos Clinch y Bajo Tennessee. El concluyó que la velocidad de onda en amates naturales puede establecerse bastante bien mediante este método. Encontró que los puntos medios' de los niveles de aumento y caída eran los que mejor se ajustaban a la determinación de la velocidad de una onda observada.

2.3.8.4.- Solución de las ecuaciones de flujo no permanente.

Debido a la complejidad de las condiciones de flujo, las ecuaciones generales de flujo no permanente no tienen una solución matemática exacta. Para propósitos demostrativos, se analizarán brevemente dos métodos aproximados sugeridos por Thornas: el método de incrementos finitos (conocido como método completo, desarrollado por Thomas) y el método de ensayo y error.

Mediante el método de los incrementos finitos, un canal rectangular se divide en tramos de longitud finita Δx . El intervalo de tiempo en consideración es Δt . Para un tramo determinado, los diferentes elementos se designan en la (Figura 2.11). La siguiente notación se utiliza para adaptar las ecuaciones de flujo no permanente al uso de incrementos finitos;

$$A = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}{4} = \frac{\sum A}{4} \dots\dots\dots(2.75)$$

$$T = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + T_4}{4} = \frac{\sum T}{4} \dots\dots\dots(2.76)$$

$$R = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + R_4}{4} = \frac{\sum R}{4} \dots\dots\dots(2.77)$$

$$V = \frac{V_1 + V_2 + V_3 + V_4}{4} = \frac{\sum V}{4} \dots\dots\dots(2.78)$$

Al expresar las diferenciales parciales mediante incrementos finitos

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{2} \left(\frac{y_3 - y_1}{\Delta x} + \frac{y_4 - y_3}{\Delta x} \right) = - \frac{y_1 + y_2 - y_3 - y_4}{2\Delta x} \dots\dots\dots(2.79)$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_3 - V_1}{\Delta x} + \frac{V_4 - V_3}{\Delta x} \right) = - \frac{V_1 + V_2 - V_3 - V_4}{2\Delta x} \dots\dots\dots(2.80)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial(AV)}{\partial x} = \frac{1}{2} \left(\frac{A_3V_3 - A_1V_1}{\Delta x} + \frac{A_4V_4 - A_2V_2}{\Delta x} \right) = \frac{A_1V_1 + A_2V_2 - A_3V_3 - A_4V_4}{2\Delta x} \dots\dots\dots(2.81)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{2} \left(\frac{y_2 - y_1}{\Delta_t} + \frac{y_4 - y_3}{\Delta_t} \right) = - \frac{y_1 + y_2 - y_3 - y_4}{2\Delta_t} \dots\dots\dots(2.82)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_2 - V_1}{\Delta_t} + \frac{V_4 - V_3}{\Delta_t} \right) = - \frac{V_1 + V_2 - V_3 - V_4}{2\Delta_t} \dots\dots\dots(2.83)$$

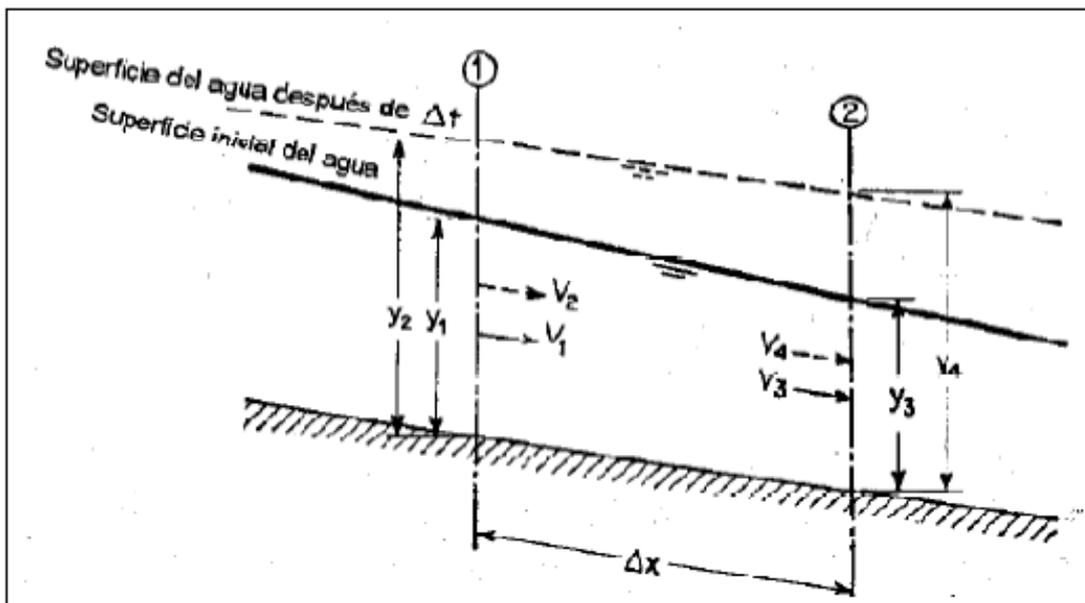


Figura 2.10 Esquema de definición para el método de los incrementos finitos. El subíndice 1 corresponde a la sección de aguas arriba en el estado inicial; el 2 es para la sección de aguas arriba después de Δt ; el 3 corresponde a la sección de aguas abajo en el estado inicial; y el 4 es para la sección de aguas abajo después de Δt .

2.3.8.5.- Relaciones básicas para la evaluación del umbral del movimiento y del transporte de sedimentos en ríos.

Una de las dificultades de la hidráulica fluvial es que los parámetros característicos de un río no son constantes. El caudal varía según el régimen hidrológico de la cuenca, la planta y sección del cauce no es fija ni en el espacio ni en el tiempo, y la rugosidad es un parámetro difícil de definir. Todo esto en conjunto, hace que los cálculos en hidráulica fluvial no sean del todo precisos. Sin embargo, se dispone de herramientas suficientes para predecir, en líneas generales, el comportamiento de un río.

2.3.8.6.- Flujo casi no permanente.

Antes que el programa HEC-RAS pueda calcular el transporte de sedimentos la hidráulica del río debe ser determinada, para esto el programa utiliza una simplificación muy común en muchos modelos de transporte de sedimentos.

El flujo casi no permanente aproxima un hidrograma continuo con una serie de perfiles discretos de flujo. Para cada registro de las series de flujo, el caudal permanece constante durante un período específico de tiempo para el transporte. Estos perfiles de flujo permanente son más fáciles de desarrollar que un modelo completo de flujo no permanente, y la ejecución del programa será más rápida.

Cada desratización del flujo permanente es dividida, y posteriormente subdividida en tiempos más pequeños para los cálculos de transporte de sedimentos. El HEC-RAS utiliza tres diferentes tipos de subdivisiones, siendo cada una es subdivisión de la anterior. Los tres pasos de tiempo son la **duración del flujo**, el **Incremento de cálculo**, y el paso de **tiempo de mezclado**.

2.3.8.7.- Duración del flujo.

La duración del flujo es el mayor intervalo de tiempo. Este representa el intervalo de tiempo a lo largo del cual el caudal, sus características, la temperatura y la carga de sedimentos se asumen como constantes. Si el caudal es aforado diariamente la duración del flujo sería veinte y cuatro horas a menos que un tiempo más corto sea interpolado. Para especificar una etapa constante de caudal, temperatura o incremento de sedimentos un valor lo suficientemente grande de tiempo puede ser asignado, y si es lo suficientemente duradero será el parámetro referente para toda la corrida.

2.3.8.8.- Incremento de Cálculo.

La duración del flujo es luego subdividida en un incremento de cálculo. Aunque el caudal siga siendo el mismo durante la duración del flujo, la geometría del lecho y la hidrodinámica del río son actualizadas después de cada incremento de cálculo. La estabilidad del modelo puede ser muy sensible a esta subdivisión de tiempo. Cuando el incremento de cálculo es demasiado largo la geometría del lecho no es actualizada correctamente y los resultados pueden variar.

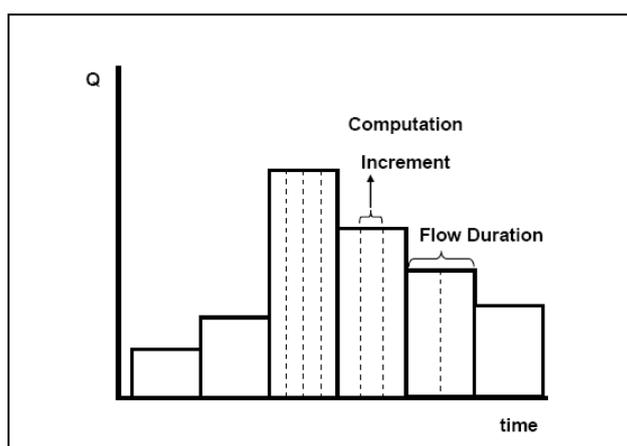


Figura 2.11 Discretización de las series de flujo

2.3.8.9.- Tiempo de Mezclado en el Lecho.

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

2.3.8.10.- Continuidad de sedimento

El HEC-RAS resuelve la ecuación de Continuidad de sedimentos conocida como la ecuación de Exner:

Dónde:

- B = Ancho del canal
- H = Elevación del canal
- λ_p = Capa activa de porosidad
- t = Tiempo
- x = Distancia
- Q_s = Carga de transporte de sedimentos

La ecuación de continuidad de sedimentos es resuelta calculando la capacidad de transporte de sedimentos a través del volumen de control asociado con cada sección transversal. Esta capacidad es comparada con todo el suministro de sedimentos ingresado por el volumen de control. Si esta capacidad es mayor que el suministro hay una deficiencia de sedimentos la misma que se satisface erosionando el lecho. Si el suministro es mayor que la capacidad hay un superávit de sedimentos causando que el material transportado se deposite en el lecho.

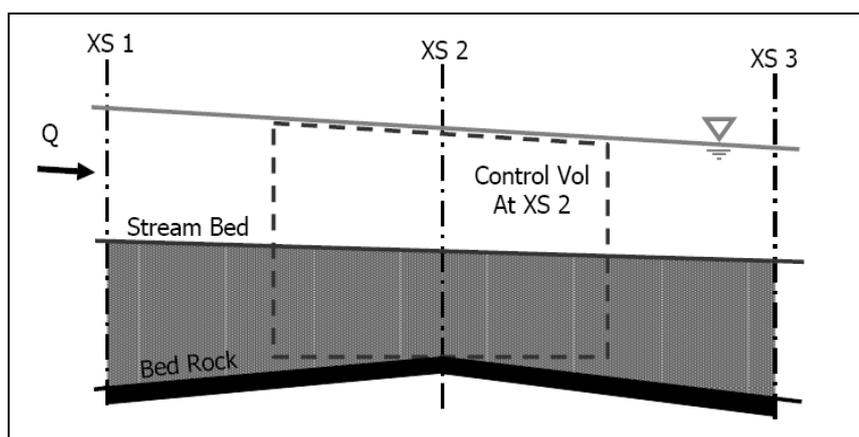


Figura 2.12 Capacidad de transporte entre secciones

2.4.0.- Procesos de erosión, transporte y sedimentación

Cuando un fluido en movimiento entra en contacto con el cauce que lo contiene, existe una relación mutua, cuyo resultado depende, de las características del movimiento del propio fluido, que ocasionan diferentes pérdidas de carga por rozamiento con el contorno, y del tipo de granulometría,

pendiente y geometría del cauce, apareciendo entonces siempre para cada uno de los casos, un abanico de fuerzas, ya sean desestabilizadoras y de arrastre, o estabilizantes y de deposición de las partículas sólidas.

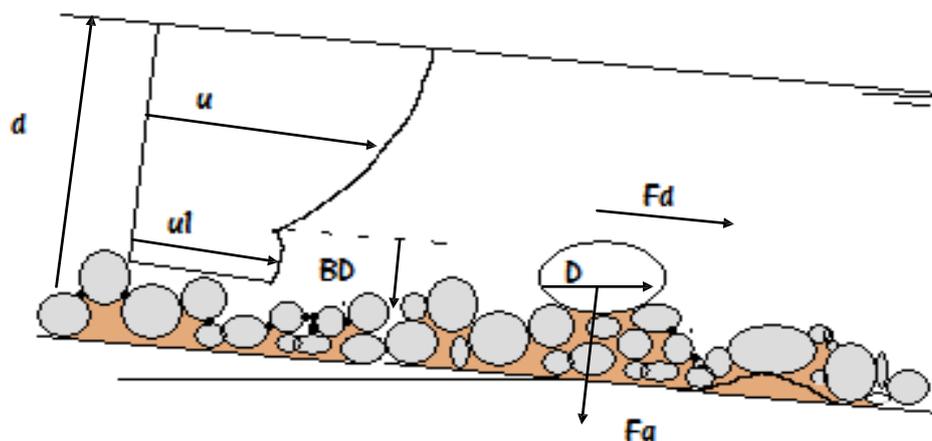


Figura 2.13 Acción del flujo sobre una partícula.

Para que una partícula en lecho del río sea arrastrada, es necesario que el cortante en el fondo, o tensión de fondo, supere un determinado valor característico ó fuerza resistiva, ($\tau_0 - \tau_c > 0$), que dependen en general del tamaño del sedimento, su forma, su confinamiento en el lecho, y la cohesión para el caso de sedimentos cohesivos. La tasa de transporte de dichas partículas se denomina gasto sólido y su cálculo varía dependiendo del autor o teoría. Actualmente la mayoría de las relaciones de gasto sólido, se muestran proporcionales al exceso de esfuerzo de corte, con respecto al esfuerzo de corte crítico, como por ejemplo la ecuación Meyer-Peter & Müller.

Una vez iniciado el movimiento, las partículas pueden estar en **suspensión**, o ser arrastradas en las proximidades de la solera, existe una posibilidad de intermedia en la que la partícula inicialmente situada en el fondo, es elevada por el flujo y transportada temporalmente, hasta que las fuerzas que actúan sobre ella decrezcan, y entonces sea depositada nuevamente en el fondo. Las partículas más finas y susceptibles al más mínimo movimiento, permanecerán siempre en suspensión originando la llamada **carga de lavado**.

En cuanto a las partículas de mayor diámetro y peso específico, si no logran alcanzar el seno del fluido, se ven abocadas al transporte de fondo, en forma de rodadura o pequeños saltos.

2.4.1.- Cálculo de la Capacidad de Transporte.

2.4.2.- Tipos de Partículas.

El HEC-RAS divide el material de sedimento en múltiples tipos de partículas. El rango de material transportable, entre 0.002 mm y 2048 mm está dividido en 20 tipos de partículas. Esta es una clasificación propia del programa.

Grain Classes		Lower Bound	Upper Bound	Mean Diameter	Geometric Mean
Clay	Clay	0.002	0.004	0.003	0.00283
Very Fine Silt	VFM	0.004	0.008	0.006	0.00566
Fine Silt	FM	0.008	0.016	0.011	0.0113
Medium Silt	MM	0.016	0.032	0.023	0.0226
Coarse Silt	CM	0.032	0.0625	0.045	0.0447
Very Fine Sand	VFS	0.0625	0.125	0.088	0.0884
Fine Sand	FS	0.125	0.25	0.177	0.177
Medium Sand	MS	0.25	0.5	0.354	0.354
Course Sand	CS	0.5	1	0.707	0.707
Very Course Sand	VCS	1	2	1.41	1.41
Very Fine Gravel	VFG	2	4	2.83	2.83
Fine Gravel	FG	4	8	5.66	5.66
Medium Gravel	MG	8	16	11.3	11.3
Coarse Gravel	CG	16	32	22.6	22.6
Very Coarse Gravel	VCG	32	64	45.3	45.3
Small Cobbles	SC	64	128	90.5	90.5
Large Cobbles	LC	128	256	181	181
Small Boulders	SB	256	512	362	362
Medium Boulders	MB	512	1024	724	724
Large Boulders	LB	1024	2048	1448	1450

Tabla 2.1 Clasificación del material de sedimento por su tamaño según el HEC- RAS.

2.4.3.- Métodos de cálculo. Funciones de transporte de sedimentos

Podemos clasificar los sedimentos, respecto a su origen o respecto al modo en el que se desplazan, respecto a su origen, los sedimentos pueden provenir, bien como aporte del propio cauce, conocido como descarga de lecho, o bien ser aportados al cauce como una fuente externa, ya sea como un aporte continuado o temporal de material, denominado carga de lavado. En el segundo tipo, las partículas más gruesas son desplazadas, bien arrastradas por la corriente generada por el propio flujo, o por pequeños saltos muy cerca del lecho del río, conocido como arrastre de fondo, por el contrario, si partículas más finas se sostiene por efectos ascendentes provocados por la propia turbulencia, es denominado transporte suspendido.

A continuación, se muestran las ecuaciones empíricas, que describen el movimiento de las partículas en el seno de un fluido, y que son empleadas por Hec-Ras en la modelización de cauces:

- Ackers & White (1973)
- Engelund & Hansen (1967)
- Copeland´s from Laursen (1968,1989)
- Meyer, Peter & Müller (1948)
- Toffaleti (1968)
- Yang (1973,1984)
- Wilcock (2001)

2.4.3.1.- Acker and White.

Acker and White (1973) es una función de carga total que fue desarrollada con datos de un aforador para gradaciones que van desde arenas a gravas finas. La hidrodinámica fue seleccionada para cubrir un rango de configuraciones del lecho que incluyen ondas, dunas y condiciones de lechos planos. El sedimento suspendido es función de la velocidad de corte mientras que la carga del lecho es función del esfuerzo cortante.

Datos Requeridos

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Tirante	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del Sedimento	S

Constantes

Gravedad: $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

Solución

Diámetro a dimensional de la partícula:

$$D_{gr} = D_{si} [(g^*(s-1))/v^2]^{(1/3)} \dots \dots \dots (2-200)$$

Velocidad de corte:

$$U_{star} = (g \cdot D \cdot S)^{1/2} \dots \dots \dots (2-84)$$

Exponente relacionado con el tamaño de la partícula:

$$n = \begin{cases} 1 & \text{si } D_{gr} \leq 1 \\ 1 - 0.056 \cdot \log(D_{gr}) & \text{si } 1 < D_{gr} \leq 60 \\ 0 & \text{si } D_{gr} > 60 \end{cases} \dots \dots \dots (2-85)$$

Parámetro inicio de movimiento:

$$A = \begin{cases} ((0.23 / (D_{gr})^{1/2}) + 0.14) & \text{si } D_{gr} \leq 60 \\ 0.17 & \text{otros} \end{cases} \dots \dots \dots (2-86)$$

Número de movilidad de sedimento:

$$F_{gr} = [(U_{star})^n / (g \cdot D_{si} \cdot (s-1) + (v / (32^{1/2})) \cdot \log(\alpha \cdot (D / D_{si})^{1-n})] \dots (2-204)$$

Factor de evasión de partículas finas – Parámetro de movilidad de shields:

$$\Theta = (U_{star}^2) / (g \cdot (s-1) \cdot d_{50}) \dots \dots \dots (2-87)$$

Ajuste del Número de Movilidad de sedimento por el Factor de Evasión:

$$F_{gr} = HF \cdot F_{gr} \dots \dots \dots (2-88)$$

Chequeo de sedimentos muy finos basado en **Fgr** y **A**:

$$Check = F_{gr} / A \dots \dots \dots (2-89)$$

Exponente de la Función de Transporte de Sedimentos:

$$m = \begin{cases} (6.83 / D_{gr}) + 1.67 & \text{si } D_{gr} \leq 60 \\ 1.78 & \text{Otro} \end{cases} \dots \dots \dots (2-90)$$

Chequeo de sedimentos muy finos basado en m:

$$Check = \begin{cases} 0 & \text{si } m > 6 \\ Check & \text{Otros} \end{cases} \dots \dots \dots (2-91)$$

Coeficiente de la función de Transporte de Sedimentos:

$$C = \begin{cases} 10^{[(2.79 \cdot \log(D_{gr}) - 0.98 \cdot (\log(D_{gr}))^2) - 3.46]} & \text{si } D_{gr} \leq 60 \\ 0.025 & \text{otros} \dots \dots \dots (2-92) \end{cases}$$

Parámetro de Transporte:

$$G_{gr} = C \cdot ((F_{gr}/A) - 1)^m \dots \dots \dots (2-93)$$

Flujo de Sedimentos X, en partes por millón del peso de fluido:

$$X = ((G_{gr} \cdot S_{dsi}) / (D \cdot [(U_{star}/V)^n])) \dots \dots \dots (2-94)$$

Caudal sólido:

$$G = \gamma_w \cdot Q \cdot X \dots \dots \dots (2-95)$$

Caudal Sólido en ton/día:

$$GS = (86400/2000) \cdot G \dots \dots \dots (2-96)$$

Revisión para asegurar que las funciones de los diámetros y movilidad de las partículas no son muy lentas:

$$G_s = \begin{cases} GS & \text{si Check} > 1 \\ 0 & \text{otros} \dots \dots \dots (2-97) \end{cases}$$

2.4.3.2.- England Hansen.

England Hansen (1967) es una ecuación de carga total de transporte que fue desarrollada de datos aforados. Fueron usadas arenas de tamaño relativamente uniformes de entre 0.19 mm y 0.03 mm. Aunque relativamente es función simple de la velocidad del canal, la fuerza cortante en el lecho y el material tipo d50. La aplicación de esta ecuación debería ser únicamente para sistemas arenosos.

Datos Requeridos

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Tirante	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del Sedimento	S

Constantes

Gravedad: $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

Solución

Esfuerzo cortante:

$$T_0 = \gamma_w * D * S \dots \dots \dots (2-98)$$

Elección de diámetro:

$$D_f = \begin{cases} (69.07 * d_{Si}^2 + 1.0755 * d_{Si} + 0.000007) & \text{Si } d_{Si} \leq 0.00591 \\ (0.1086 * d_{Si}^{0.6462}) & \text{otros} \dots \dots \dots (2-99) \end{cases}$$

Descarga de sedimento (lb/s):

$$g_s = 0.05 * s * (v^2) * [(df/g * (s-1))^{1/2}] * [T_0 / ((\gamma_w * s - \gamma_w) * df)]^{3/2} * [B]$$

$$g_s = 32.82 \dots \dots \dots (2-100)$$

Descarga de sedimento (ton/día):

$$G_s = g_s * (86400/2000) \qquad G_s = 1418$$

2.4.3.3.- Laursen-Copeland.

Laursen (1968) es también una función de carga total que inicialmente se basó en ecuaciones de aforadores y luego fue ampliada por Madden para incluir los

datos del río Arkansas. Es una función básica del exceso de esfuerzo cortante y la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída. Años después, Copeland (1989) generalizó la ecuación para el transporte de gravas, entonces la ecuación puede ser usada para lechos graduados.

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

Datos Requeridos

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Tirante	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del Sedimento	S

Constantes

Gravedad $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

Solución

Radio hidráulico según el tamaño de la partícula:

$$R' = ((0.0472*(V^2/3)*(3.5*d84)^{1/4})/(g*s)^{3/4}$$

$$R' = 15.248.....(2-101)$$

Velocidad de corte:

$$u^* = (gR^*S)^{1/2}$$

$$FNRP = (V/u^*) - 3.28 - 7.75 \log(R^*/d84) \quad FNRP = 5.195 \text{ EXP} - 4 \dots \dots \dots (2-102)$$

Entonces:

$$DFNRP = (V + 5u^*) / (2.0(u^*)R^*) \quad RPRI2 = R^* + (FNRP/DFNRP)$$

$$\Delta R = |RPRI2 - R^*|$$

$$R^* = \begin{cases} R^* & \text{Si } \Delta R \leq 0.001 \\ RPRI2 & \text{Otros} \dots \dots \dots (2-103) \end{cases}$$

Esfuerzo cortante relacionado con el tamaño de la partícula:

$$T'b = R^* Yw^* S$$

$$Tb = D^* Yw^* S$$

$$T'b = \begin{cases} T'b & \text{si } T'b < Tb \\ Tb & \text{otros} \end{cases}$$

$$u^* = ((T'b^* g) / Yw)^{1/2}$$

$$RRP = (dSi/R)^{1.16667}$$

Esfuerzo cortante a dimensional en el lecho:

$$T^*b = T'b / (Yw^*(s-1)*dSi)$$

$$T^*b = 0.398 \dots \dots \dots (2-104)$$

Parámetro de Shields para la trayectoria del grano:

$$\Theta^* = 0.647^* T^*b + 0.0064 \dots \dots \dots (2-105)$$

$$\Theta^* = \begin{cases} 0.02 & \text{Si } \Theta^* < 0.02 \\ \Theta^* & \text{Otros} \dots \dots \dots (2-106) \end{cases}$$

Esfuerzo cortante crítico:

$$Tcr = \begin{cases} [(\Theta^*)^* Yw^*(s-1)^* dSi] & \text{Si } T^*b \leq 0.05 \\ [0.039^* Yw^*(s-1)^* dSi] & \text{Otros} \dots \dots \dots (2-107) \end{cases}$$

Parámetro de la movilidad del esfuerzo cortante.

$$TFP = (T^*b/ Tcr) -1.....(2-108)$$

Velocidad de Caída

Ecuación de Rubey:

$$F1 = [((2/3)+((36*(v^2))/(g*(dSi^3)*(s-1))))] - [36*(v^2)/(g*(dSi^3)*(s-1))](2-109)$$

$$W = F1*((s-1)*g* dSi)^(1/2).....(2-110)$$

Relación de velocidad de la partícula:

$$SF = (u^*/W)..... (2-111)$$

Parámetro de la relación de velocidad de la partícula:

$$\Psi = \begin{cases} [7.04 \text{ EXP}15 * (SF^{22.99})] & \text{Si } SF \leq 0.225 \\ (40.0*SF) & \text{Si } 0.225 \leq SF \leq 1.0 \\ (40.0*SF^{1.843}) & \text{Si } SF > 1.0 \end{cases}(2-112)$$

Caudal sólido ton/día:

$$GS = 0.432* Yw*Q*RRP*TFP*\Psi..... (2.113)$$

2.4.3.4.- Meyer-Peter y Muller

La ecuación de Meyer-Peter Müller (MPM 1948) fue una de las primeras ecuaciones desarrolladas y es aún una de las más utilizadas. Es una simple relación de exceso de esfuerzo cortante. Es estrictamente una ecuación de carga del lecho desarrollada con experimentos de aforación para arena y grava bajo condiciones de lecho plano. La mayoría de los datos fueron desarrollados utilizando sustratos uniformes de grava. MPM es mayormente exitosa en el rango de las gravas. Esta función tiende a subestimar el transporte de materiales finos.

Datos

Requeridos:

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Tirante	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del Sedimento	S

Constantes

Gravedad: $g = 9.8m/s^2$

Solución

Velocidad de corte

$$u = (g \cdot D \cdot S)^{1/2} \dots \dots \dots (2-114)$$

Número de Reynolds

$$RS = (u \cdot d_{90}) / V \dots \dots \dots (2-115)$$

Coefficiente de Schlichting:

$$BCoeff = \begin{cases} (5.5 + 2.5 \cdot \ln(RS)) & \text{Si } RS \leq 5 \\ |(0.297918 + 24.8666 \cdot \log(RS) - 22.9885(\log(RS))^2 + \dots \\ | \dots + 8.5199(\log(RS))^3 - 1.10752(\log(RS))^4 | & \text{Si } 5 < RS \leq 70-8.5 \end{cases} \dots \dots \dots (2-116)$$

Factor de fricción debido a las partículas.

$$f' = [(2.82843 / (BCoeff - 3.75 + 2.5 \ln(2 \cdot (D/d_{90})))^2] \dots \dots \dots (2-117)$$

Relación de Rugosidad de Nikaradse:

$$RKR = ((f'/8)^{1/2}) \cdot (V / (g \cdot D \cdot S)^{1/2}) \dots \dots \dots (2-118)$$

Caudal Sólido:

$$gs = ([(((RKR)^{(3/2)}) * Yw * D * S - 0.047 * (Yw * S - Yw) * dSi) / (0.25 * ((Yw/g)^{(1/3)}) * ((Yw * S - Yw) / (Yw * S))^{(2/3)})]^{(3/2)} * B(2-119)$$

Caudal Sólido ton/día:

$$GS = gs * (86400/2000)(2-120)$$

2.4.3.5.- Toffaleti

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

Adicionalmente, la ecuación de Toffaleti es utilizada para dos diferentes tamaños de partículas, en un intento por cuantificar la dependencia del transporte a la desviación media de gradación. Esto tuvo más sentido cuando la ecuación fue utilizada para calcular el transporte de material de granel graduado. Cuando esta es aplicada a clases individuales de partículas, el programa utilizará los d50 y d65 para las clases de partículas ingresadas, estrechando el parámetro original d65

Datos Requeridos:

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Tirante	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del Sedimento	S

Gravedad: $g = (9.8m/s^2)$

Solución

El transporte total por unidad de ancho es:

$$g_{si} = g_{sbi} + g_{sLi} + g_{sMi} + g_{sUi} \dots \dots \dots (2-121)$$

Donde el transporte de carga de la cama se defino como:

$$g_{sbi} = M_t \cdot (2 \cdot d_{st})^{(1 + n_y - 0.756 \cdot z_i)} \dots \dots \dots (2-122)$$

La capa inferior de transport se define Como:

$$g_{sLi} = M_t \cdot \left[\left(\frac{R}{11.24} \right)^{(1 + n_y - 0.756 \cdot z_i)} - (2 \cdot d_{si})^{(1 + n_y - 0.756 \cdot z_i)} \right] / (1 + n_y - 0.756 \cdot z_i) \dots \dots \dots (2-123)$$

La capa media de transporte se define Como:

$$g_{sMi} = M_i \cdot \left[\left(\frac{R}{11.24} \right)^{(0.244 \cdot z_i)} \cdot \left[\left(\frac{R}{2.5} \right)^{(1 + n_v - z_i)} - \left(\frac{R}{11.24} \right)^{(1 + n_v - z_i)} \right] \right] / (1 + n_v - z_i) \dots \dots \dots (2-124)$$

La capa superior de transporte se define como:

$$g_{sUi} = M_i \cdot \left[\left(\frac{R}{11.24} \right)^{(0.244 \cdot z_i)} \cdot \left(\frac{R}{2.5} \right)^{(0.5 \cdot z_i)} \cdot \left[\left(\frac{R}{11.24} \right)^{(1 + n_v - 1.5 \cdot z_i)} - \left(\frac{R}{2.5} \right)^{(1 + n_v - 1.5 \cdot z_i)} \right] \right] / (1 + n_v - 1.5 \cdot z_i) \dots \dots \dots (2-125)$$

Así el transporte total en (ton/día) es igual a:

$$G = g_{si} \cdot B \dots \dots \dots (2-126)$$

2.4.3.6.- Yang

Yang (1973, 1984) es una ecuación de carga total de transporte la cual basa el transporte en el producto de la velocidad y el esfuerzo cortante. La función fue desarrollada y probada sobre una variedad de aforadores y datos de campo.

La ecuación está compuesta por dos relaciones separadas de transporte de arenas y gravas. La transición entre arena y grava es suavizada con el fin de evitar grandes discontinuidades. Yang tiende a ser muy sensible a la velocidad de la corriente y es más sensible a la velocidad de caída que todas las demás ecuaciones.

Datos Requeridos:

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Tirante	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del Sedimento	S

Constantes

Gravedad: $g = (9.8m/s^2)$

Solución

Velocidad de corte

$$u = (g \cdot D \cdot S)^{1/2} \dots \dots \dots (2-127)$$

Ecuación de Rubey:

$$F1 = [((2/3) + ((36 \cdot (v^2)) / (g \cdot (dSi^3) \cdot (s-1))))] - [36 \cdot (v^2) / (g \cdot (dSi^3) \cdot (s-1))]$$

$$W = F1 \cdot ((s-1) \cdot g \cdot dSi)^{1/2} \dots \dots \dots (2-128)$$

El número de Reynold's:

$$RS = ((u^*) \cdot dsi / V) \dots \dots \dots (2-129)$$

Velocidad critica:

$$V_{CR} = \begin{cases} W + [(2.5 / (\log(RS) - 0.06)) + 0.66] & \text{Si } 0 < RS < 70 \\ W^{2.05} & \text{Si } RS \geq 70 \end{cases} \dots \dots \dots (2-130)$$

Concentración (ppm):

$$Ct = 10^{(\log(ct))} \dots \dots \dots (2-131)$$

Log (Ct) suaviza la transición de arenas a gravas:

$$\text{Log Ct} = \begin{cases} 5.435 - 0.286 \cdot \log(w \cdot dsi / V) - 0.457 \cdot \log(u^* / w) + \dots + [1.799 - 0.409 \cdot \log(w \cdot dsi / V) - 0.314 \cdot \log(u^* / w)] \cdot \log(s \cdot (v - V_{CR}) / w) \\ \text{Si } dsi < 0.00656 \text{ Arenas} \end{cases}$$

$$6.681-0.633*\log(w*dsi/V)-0.4816*\log(u*/w)+.....+[2.784-0.305*\log(w*dsi/V)-0.282*\log(u*/w)]*\log(s*(v-VCR)/w)$$

Si $dsi \geq 0.00656$ Gravas(2-132)

Así la descarga de sedimentos en (ton/día) es expresada como:

$$GS = (86400/2000)*G.....(2-133)$$

Donde G es la descarga de sedimento en Kg/s:

$$G = (\gamma_w*Q*Ct*0.4536)/ (1000000)$$

2.4.3.7.- Wilcock.

Wilcock (2001) es una ecuación de carga sobre el lecho diseñada para lechos graduados que contengan tanto arena como grava. Este es un método de transporte superficial basado en la teoría que el transporte depende principalmente del material en contacto directo con el flujo. Esta ecuación fue desarrollada basada en la graduación de las superficies de afloramientos y ríos. Por lo tanto, la graduación del lecho debería reflejar las propiedades de la superficie del lecho. Wilcock, adicionalmente, tiene una función oculta que reduce el potencial de transporte de partículas basado en la premisa que estas pueden ser depositadas entre grandes depósitos de grava y no experimentar completamente la fuerza del campo de flujo (en el límite de la capa turbulenta). Finalmente la teoría central de la ecuación de Wilcock es que el potencial de transporte de la grava aumenta conforme aumenta el contenido de arena. Un esfuerzo cortante referencial adimensional es calculado para el sustrato el cual es una función del contenido de arena en la superficie del lecho.

$$\tau^*_{rm} = 0.021+0.015e^{-20FS}.....(2-134)$$

Dónde:

- Esfuerzo Cortante Referencial T*m
- Contenido de arena en Porcentaje Fs

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

2.4.4.- inicio de movimiento de carga en suspensión

2.4.4.1.- Velocidad de Caída

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

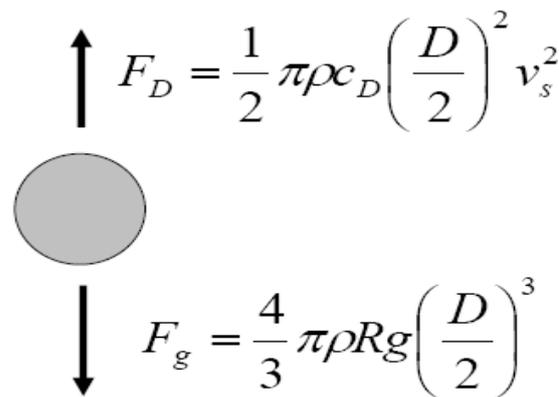


Figura 2.14 Diagrama del cuerpo libre de una partícula en un flujo de agua
 Aplicar estas ecuaciones a la velocidad de caída es más complejo de lo que originalmente parece. Cuando estas están balanceadas y resueltas para velocidad de caída, la velocidad resulta ser una función del coeficiente de arrastre C_D , el cual es una función del número de Reynolds que es una función en sí mismo de la velocidad de caída. Esto requiere tanto una aproximación del coeficiente de arrastre cuanto del número de Reynolds o una solución iterativa. Los estudios sobre la turbulencia sugieren que la fluctuación de velocidad turbulenta es del mismo orden de magnitud que la velocidad de corte. Con este acorazamiento, un criterio simple para el inicio de la suspensión (el cual no tiene en cuenta el efecto de la pendiente del lecho).

$$\frac{v_c}{w_o} > \text{Valor - critico} \dots \dots \dots (2. 135)$$

Habiendo los diferentes criterios de inicio de movimiento de material como: Bagnold, Raudkivi, Julien, Van Rijn, Toffaletti, Rubey y Summer, pero el programa HEC-RAS presenta tres solo tres opciones diferentes de métodos para el cálculo de la velocidad de caída los cuales son:

2.4.4.2.- Van Rijn.

Van Rijn (1993), aproxima las curvas de velocidad de caída del comité interinstitucional de Recursos de Agua de Estados Unidos, para partículas no esféricas, con un factor de forma de 0.7, y una temperatura del agua de 20 pc

Tres ecuaciones son utilizadas dependiendo del tamaño de partícula:

$$W = ((s-1)*g*d)/18*v \quad 0.001 < d \leq 0.1\text{mm} \dots \dots \dots (2-136)$$

$$W = (10v/d)*[(1+ ((0.01*(s-1)*g*d^3)/v^2)^{0.5} - 1] \quad 0.1 < d \leq 1 \text{ mm} \dots (2-137)$$

$$W = 1.1*[(S-1)*G*D]^{0.5} \quad d \geq 1\text{mm} \dots \dots \dots (2-138)$$

Donde:

Velocidad de Caída de la Partícula	W
Viscosidad Cinemática	v
Gravedad Específica de la	S
Diámetro de la Partícula	d

.4.4.3.-Rubey

Rubey (1933), desarrolló una relación analítica entre el fluido, las propiedades del sedimento, y la velocidad de caída, basada en la combinación de la ley de Stokes (para partículas finas sujetas únicamente a la resistencia viscosa), y una fórmula de impacto (para partículas fuera de la región de Stokes). Esta ecuación ha sido modificada para ser aplicada para limos, arenas y gravas, aunque Rubey, señala que las partículas con gravedad específica aproximada a 2.65, son las más apropiadas para esta ecuación, ya que el resto de partículas con gravedad específica distinta, tienden a caer antes de lo que pudiera determinar los resultados mostrados en la ecuación.

$$W = F1*((s-1)*a*de)^{(1/2)}.....(2-139)$$

Donde F1 es igual a:

$$F1 = [((2/3)+((36*(v^2))/(g*(dSi^3)*(s-1))))] - [36*(v^2)/(g*(dSi^3)*(s-1))](2-140)$$

Velocidad de Caída de la Partícula	W
Viscosidad Cinemática	v
Gravedad Específica de la	S
Diámetro de la Partícula	d

2.4.4.4.- Toffaleti

Toffaleti (1968), presenta una tabla de velocidades de caída con un factor de forma de 0.9, y gravedad específica de 2.65. Diferentes velocidades de caída están asociadas para rangos de temperatura y tamaño de partícula, clasificados como arenas muy finas (VFS) y gravas medias (Mg). Las velocidades de caída de Toffaleti se muestran en la siguiente tabla.

Sand Grain Settling Velocity Versus Temperature, S.P.G. 2.65, Shape Factor 0.9																	
TEMP °F	SETTLING VELOCITY IN FT./SEC								TEMP °C	SETTLING VELOCITY IN FT./SEC							
	VFS	FS	MS	CS	VCS	VFG	FG	MG		VFS	FS	MS	CS	VCS	VFG	FG	MG
35	.013	.045	.130	.305	.590	1.00	1.41	1.95	85	.021	.065	.165	.354	.640	1.00	1.41	1.95
36	.013	.045	.131	.307	.592	1.00	1.41	1.95	86	.021	.066	.166	.356	.641	1.00	1.41	1.95
37	.013	.046	.132	.310	.594	1.00	1.41	1.95	87	.021	.067	.167	.357	.642	1.00	1.41	1.95
38	.014	.047	.133	.312	.595	1.00	1.41	1.95	88	.022	.067	.168	.358	.644	1.00	1.41	1.95
39	.014	.047	.135	.314	.598	1.00	1.41	1.95	89	.022	.068	.170	.360	.646	1.00	1.41	1.95
40	.014	.048	.136	.316	.600	1.00	1.41	1.95	90	.022	.069	.171	.361	.647	1.00	1.41	1.95
41	.015	.049	.137	.318	.602	1.00	1.41	1.95	91	.022	.070	.172	.362	.649	1.00	1.41	1.95
42	.015	.050	.138	.320	.604	1.00	1.41	1.95	92	.023	.071	.173	.363	.650	1.00	1.41	1.95
43	.016	.051	.140	.321	.606	1.00	1.41	1.95	93	.023	.071	.175	.364	.652	1.00	1.41	1.95
44	.016	.051	.141	.322	.608	1.00	1.41	1.95	94	.023	.072	.176	.365	.653	1.00	1.41	1.95
45	.016	.052	.142	.323	.609	1.00	1.41	1.95	95	.024	.072	.177	.366	.655	1.00	1.41	1.95
46	.016	.053	.143	.325	.610	1.00	1.41	1.95	96	.024	.073	.178	.367	.656	1.00	1.41	1.95
47	.016	.053	.144	.326	.612	1.00	1.41	1.95	97	.024	.073	.180	.368	.657	1.00	1.41	1.95
48	.017	.054	.145	.328	.614	1.00	1.41	1.95	98	.024	.074	.181	.370	.658	1.00	1.41	1.95
49	.017	.055	.146	.330	.615	1.00	1.41	1.95	99	.025	.074	.182	.371	.659	1.00	1.41	1.95
50	.017	.055	.147	.331	.618	1.00	1.41	1.95	100	.025	.075	.183	.373	.660	1.00	1.41	1.95
51	.018	.056	.148	.333	.620	1.00	1.41	1.95	81	.025	.075	.184	.375	.661	1.00	1.41	1.95
52	.018	.057	.150	.334	.621	1.00	1.41	1.95	82	.025	.076	.185	.376	.662	1.00	1.41	1.95
53	.018	.057	.151	.336	.623	1.00	1.41	1.95	83	.025	.077	.186	.378	.663	1.00	1.41	1.95
54	.018	.058	.152	.338	.624	1.00	1.41	1.95	84	.026	.077	.187	.380	.664	1.00	1.41	1.95
55	.018	.059	.153	.340	.626	1.00	1.41	1.95	85	.026	.078	.188	.381	.665	1.00	1.41	1.95
56	.019	.059	.154	.341	.627	1.00	1.41	1.95	86	.026	.078	.190	.383	.666	1.00	1.41	1.95
57	.019	.060	.155	.343	.629	1.00	1.41	1.95	87	.026	.079	.192	.385	.667	1.00	1.41	1.95
58	.019	.061	.156	.344	.630	1.00	1.41	1.95	88	.027	.079	.194	.386	.668	1.00	1.41	1.95
59	.019	.061	.157	.346	.632	1.00	1.41	1.95	89	.027	.080	.195	.388	.669	1.00	1.41	1.95
60	.020	.062	.158	.347	.633	1.00	1.41	1.95	90	.027	.080	.196	.390	.670	1.00	1.41	1.95
61	.020	.063	.160	.349	.635	1.00	1.41	1.95	91	.028	.081	.197	.391	.671	1.00	1.41	1.95
62	.020	.063	.161	.350	.636	1.00	1.41	1.95	92	.028	.081	.198	.392	.672	1.00	1.41	1.95
63	.020	.064	.162	.351	.638	1.00	1.41	1.95	93	.028	.082	.199	.393	.673	1.00	1.41	1.95
64	.021	.065	.163	.353	.639	1.00	1.41	1.95	94	.028	.082	.200	.394	.674	1.00	1.41	1.95

Tabla 2.3 Toffaleti. Velocidades de Caída

2.4.5.- Esfuerzo Cortante Crítico - Relaciones de Shields.

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

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por un esfuerzo cortante en el fondo τ que produce el inicio del movimiento. La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con el peso específico sumergido $(\gamma_s - \gamma)$ y con el tamaño D que caracteriza el peso. Con estas tres variables se forma el parámetro adimensional τ_m , esfuerzo cortante adimensional, de la siguiente manera:

$$\tau_m = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D} \dots\dots\dots(2-141)$$

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

$$\tau_0 = \gamma R_h S_f \dots\dots\dots(2-142)$$

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

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

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \dots\dots\dots (2-143)$$

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

$$Re = \frac{u_* D}{\nu} \dots\dots\dots (2-144)$$

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

Fue obtenido por Shields en 1936 a partir de datos experimentales, utilizo cuatro tipos de sedimento para partículas uniformes de tamaño entre 0.36 y 3.44 mm. Donde X_{cr} representa el número de Reynolds granular e Y_{cr} es el esfuerzo cortante adimensional de Shields, τ_m .

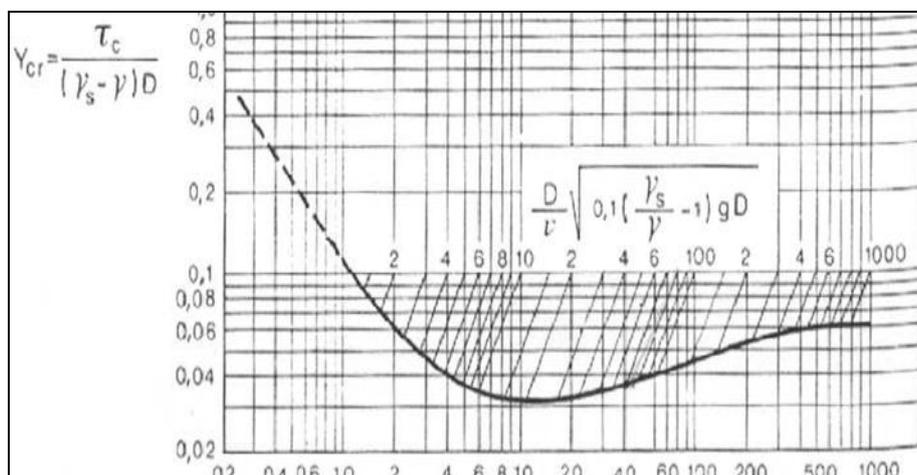


Figura 2.14 Abaco de Shields, según Howard H. Chang, (1982)

En el gráfico se pueden distinguir tres zonas, flujo laminar, zona de transición y flujo turbulento.

En la zona laminar el número de Reynolds granular Re^* es menor que 2 donde el tamaño de las partículas es inferior que el espesor de la capa laminar y por tanto, el movimiento se debe a las fuerzas viscosas.

En la zona de transición el tamaño del sedimento es similar al de la capa laminar y por consiguiente el movimiento está parcialmente influenciado por las fuerzas viscosas. El valor τ_m tiene un valor mínimo de 0.03 con Re^*c equivalente a 10.

En la zona turbulenta de Reynolds grandes ($Re^*c > 400$) el valor de T tiene un valor constante de 0.056 independientemente del valor del número de Reynolds. Valores inferiores de τ_m han sido sugeridos por otros investigadores como Zeller (1963), que da un valor de 0.047 en la zona turbulenta.

El diagrama de Shields contiene el esfuerzo cortante crítico como una variable implícita que no se puede obtener directamente, para solucionar este problema, el ASCE Sedimentación Manual (1975) utiliza un tercer parámetro adimensional que aparece como una familia de líneas paralelas en el diagrama.

$$\frac{D}{v} \left[0.1 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) gD \right]^{1/2} \dots\dots\dots (2-145)$$

Del valor de esta tercera variable se obtiene el esfuerzo cortante crítico de Shields (τ^*_c), a partir de la intersección de esta recta con la curva de Shields.

Hay que aclarar que el inicio del movimiento no es una línea bien definida sino

una nube de dispersión entorno a esta línea, esto es debido a que depende del tipo de grano y a que la teoría de Shields se dedujo en base a datos experimentales.

El diagrama de Shields ha tenido mucha aceptación, sin embargo tiene algunas limitaciones. En el flujo turbulento existe momentáneamente un esfuerzo cortante que puede considerarse diferente del valor medio. Por otro lado, no tiene en cuenta la temperatura del agua, en sedimentos de pequeño tamaño (de 0.1 a 0.5 mm) el efecto en el esfuerzo cortante crítico es mucho más pronunciado.

Otra de las limitaciones de la teoría de Shields es que se dedujo para materiales granulares finos de granulometría uniforme. Cuando el lecho de un cauce está constituido por material de distintos tamaños, la corriente teóricamente tiene más facilidad para desplazar los finos que los gruesos, con lo que al cabo del tiempo se observara una acumulación de gruesos en la superficie, esto es lo que se conoce como acorazamiento del lecho.

2.4.5.1.- Ley de conservación de la energía

Considerando el volumen de control elemental que se muestra en la figura 2.23. La distancia x se mide a lo largo del cauce. En el punto medio del volumen de control se indican el caudal de flujo y el área, $Q(x,i)$ y A_r respectivamente. El área

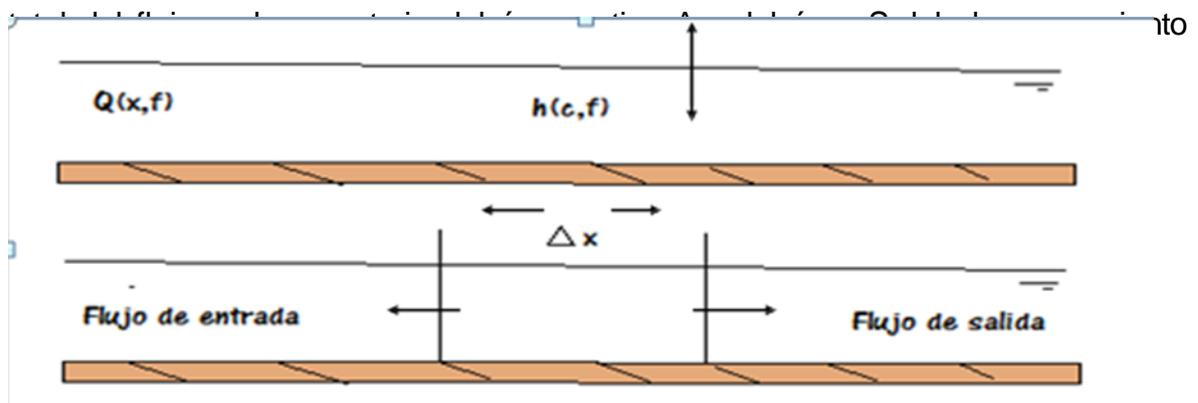


Figura 2.23 Volumen de Control Elemental

La conservación de la masa en función del volumen de control, plantea que el gasto neto en el volumen será igual a la rapidez del cambio de almacenamiento dentro del volumen. El caudal de ingreso al volumen de control puede expresarse como:

$$Q - (\delta Q / \Delta x) * (\Delta x / 2) \dots \dots \dots (2-146)$$

Y el caudal de salida como:

$$Q + (\delta Q / \Delta x) * (\Delta x / 2) \dots \dots \dots (2-147)$$

La rapidez de cambio del almacenamiento:

$$(\Delta A_t / \delta t) * \Delta x \dots \dots \dots (2-148)$$

Asumiendo que Δx es pequeño, la variación de la masa en el volumen de control será:

$$\rho * (\Delta A_t / \delta t) * \Delta x = \rho * (Q - (\delta Q / \Delta x) * (\Delta x / 2)) - (Q + (\delta Q / \Delta x) * (\Delta x / 2)) + Q_1 \dots \dots \dots (2-149)$$

Donde Q_1 es el flujo lateral que entra al volumen de control y para la densidad del líquido. La simplificación y la división por $(\rho \Delta x)$ nos otorga la formula final de la ecuación de continuidad para régimen no permanente:

$$(a / \delta t) + (\delta Q / \Delta x) - s_i = 0 \dots \dots \dots (2-150)$$

En el cual s_i constituye el caudal de aporte lateral por unidad de longitud.

2.4.5.2.- Ecuación del Momento

La segunda ley de Newton expresa la conservación del momento como:

$$F_{ax} = dm / \delta t \dots \dots \dots (2-151)$$

La conservación del momento para el volumen de control, plantea que el régimen neto de momento que entra al volumen, (flujo de momento), más la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre el volumen, será igual a la rapidez de variación del momento. Esta es una ecuación vectorial aplicada en la dirección x . El flujo de momento F , es la masa del líquido por el vector

velocidad en la dirección del flujo. Existen tres fuerzas a considerar: Presión, gravedad y fuerza de fricción.

Fuerzas de presión: La figura 2.27 ilustra el caso general de una sección transversal irregular. Se asume que la distribución de presión es hidrostática, (la presión varía linealmente con la profundidad) y la fuerza de presión total es la integral del producto presión - área sobre la sección transversal. A partir de Shames (1962), la fuerza de presión en cualquier punto puede expresarse como:

$$F_p = \int_0^h [\rho \cdot g \cdot (h-y) \cdot T(y)] \cdot dy \dots\dots\dots(2-152)$$

Donde **(h)** es la profundidad, y la distancia media desde el fondo del cauce y **T(y)** una función del ancho que relaciona el ancho de la sección transversal con la distancia sobre el fondo del cauce.

Si **(F_e)** es la fuerza de presión ejercida en la dirección **x** del punto del volumen de control, entonces la fuerza en el extremo aguas arriba del volumen de control podría expresarse como:

$$F_p - (f_e/ex) \cdot (\Delta x/2) \dots\dots\dots (2-153)$$

Y en el extremo aguas abajo como:

$$F_p + (f_e/ex) \cdot (\Delta x/2) \dots\dots\dots(2-154)$$

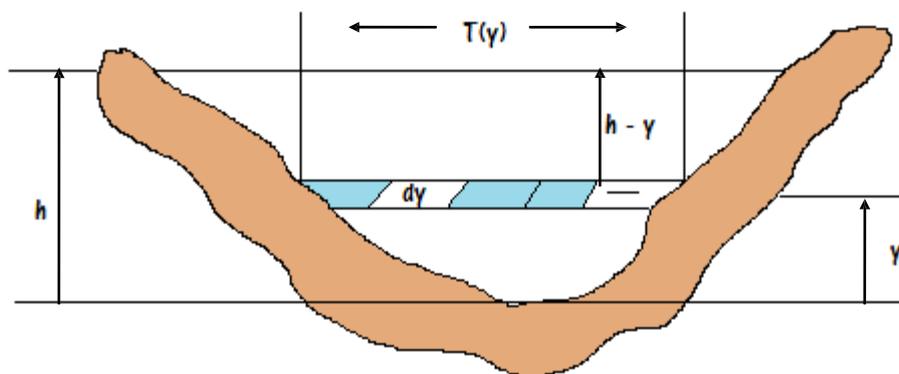


Figura 2.27 Fuerza de Presión

Por lo tanto, la suma de las fuerzas de presión para el volumen de control se expresa como:

$$F_{pn} = | F_p - (\delta F_p / \delta x) * (\Delta x / 2) | - | F_p + (\delta F_p / \delta x) * (\Delta x / 2) | + F_B \dots \dots \dots (2-155)$$

Donde (**F_{pn}**) es la fuerza de presión neta para el control de volumen, y **F_B** es la fuerza que ejercen las riberas sobre el líquido en la dirección **X**. Podría simplificarse de la siguiente forma:

$$F_{pn} = - (\delta F_p / \delta x) + F_B \dots \dots \dots (2-156)$$

Al diferenciar la ecuación (2-157), mediante el empleo de la Regla de Liebnitz y posteriormente realizar las sustituciones en la ecuación (2-156) se obtiene

$$F_{pn} = - \rho * g * \Delta x * [(\delta h / \delta x) * (\text{Integral } (0, h) : T(y) \delta y) + (\text{Integral } (0, h) : (h - y) * (\delta T(y) / \delta x) * \delta y)] + F_B \dots \dots \dots (2-157)$$

La primera integral en la ecuación (2-157), es el área de la sección transversal: **A**, la segunda integral es la fuerza de presión ejercida por el líquido sobre las riberas, que es exactamente igual en magnitud, pero opuesta en dirección a (**F_b**). De aquí que la fuerza de presión neta pueda expresarse como:

$$F_{pn} = - \rho * g * A * (\delta h / \delta x) * \Delta x \dots \dots \dots (2-158)$$

Fuerza Gravitacional: La fuerza de la gravedad, ejercida sobre el líquido en el volumen de control y en la dirección x es:

$$F_g = - \rho * g * A * (\sin \theta) * \Delta x \dots \dots \dots (2-159)$$

En este caso θ es el ángulo que forma el fondo del cauce con la horizontal. Cuando se trata de ríos naturales θ es pequeña y $\sin \theta = \tan \theta = \Delta z_0 / \Delta x$, donde (Z_0) es la elevación del fondo. Por tanto la fuerza gravitacional es expresada como:

$$F_g = - \rho * g * A * (\delta z_0 / \delta x) * \Delta x \dots \dots \dots (2-160)$$

Esta fuerza será positiva para pendientes de lecho negativos.

Fuerzas de Fricción: Las fuerzas de fricción entre el cauce y el líquido pueden expresarse como:

$$F_f = - \tau_0 * P * \Delta x \dots \dots \dots (2-161)$$

Donde (τ_0) es el esfuerzo cortante medio del contorno (fuerza/área unitaria) , que actúa sobre el perímetro, y P es perímetro anegado. El signo negativo indica que, con el flujo en la dirección x positiva, la fuerza actúa en la dirección x negativa. De acuerdo con el análisis dimensional τ_0 puede expresarse en términos de coeficiente de arrastre, C_d , de la siguiente forma:

$$\tau_0 = \rho * C_d * V^2 \dots \dots \dots (2-162)$$

El coeficiente de arrastre se relaciona con el coeficiente Chezy C de la forma siguiente:

$$C_d = (g/C^2) \dots \dots \dots (2-163)$$

La ecuación de Chezy puede expresarse de la siguiente forma:

$$V = C * (R * S_f)^{1/2} \dots \dots \dots (2-164)$$

Al sustituir las ecuaciones (4.17, 4.18 y 4.19), por la ecuación (4.16) y llevar a cabo la simplificación, se obtiene la siguiente expresión para la fuerza de arrastre límite:

$$F_f = - \rho * g * A * S_f * \Delta x \dots \dots \dots (2-165)$$

Donde (S_f) es la pendiente de fricción, que resulta positivo el flujo en la dirección x positiva. La pendiente de fricción debe relacionarse con el flujo y la altura. Tradicionalmente se han empleado las ecuaciones de fricción de Manning y Chezy. Como la ecuación de Manning es la más usada, su uso también se extiende a Hec-Ras. La ecuación de Manning se plantea de la siguiente manera:

$$S_f = (Q * |Q| * n^2) / (2.208 * A^2 * R^{4/3}) \dots \dots \dots (2-166)$$

Donde R es el radio hidráulico y n es el coeficiente de fricción de Manning.

Una vez definidos los tres términos anteriores, solo que daría definir el flujo de momento que entra al volumen de control y que puede expresarse como:

$$P^*Q^*V - (\delta QV/\Delta x) * (\Delta x/2) + \dots \dots \dots (2-167)$$

El flujo de salida será expresado como:

$$P^*Q^*V + (\delta QV/\Delta x) * (\Delta x/2) + \dots \dots \dots (2-168)$$

Por tanto, la variación neta de momento (flujo de momento) que entra al volumen de control es:

$$-\rho * (\delta QV/\delta x) * \Delta x \dots \dots \dots (2-169)$$

Ya que el impulso del líquido en el volumen de control es $(\rho Q \Delta x)$, la rapidez de cambio de momento se expresa como:

$$(\delta/\delta t) * (P^*Q^* \Delta x) = \rho * (\delta Q/\delta t) * \Delta x \dots \dots \dots (2-170)$$

Replanteando el principio de conservación del momento:

El régimen neto de momento que entra al volumen (2-168) más la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre el volumen [(2-168) + (2-169) + (2-170)] es igual régimen de acumulación de momento (2-171). De aquí:

$$P^* \Delta x * (\delta Q/\delta t) = -\rho * (\delta QV/\delta x) * \Delta x - \rho * g * A * (\delta h/\delta x) * \Delta x - \rho * g * A * (\Delta Z_0/\delta x) * \Delta x - \rho * g * A * (Sf) * \Delta x \dots \dots \dots (2-171)$$

La evaluación de la superficie del agua (**Z**) es igual a (**Z₀+h**). Por lo tanto:

$$(\delta Z/\delta x) = (\delta h/\delta x) + (\delta Z_0/\delta x) \dots \dots \dots (2-172)$$

Donde $(\delta h/\delta x)$ es la pendiente de la superficie del agua. Al sustituir (2-171) por (2-272), y dividir para $(\rho \Delta x)$ y pasar todos los términos a la izquierda se obtiene la forma definitiva de la ecuación de momento:

$$(\delta Q/\delta t) + (\delta QV/\delta x) + g * A * ((\Delta z/\delta x) + Sf) = 0 \dots \dots \dots (2-173)$$

2.31.4.- Ecuaciones para el cálculo básico de secciones

Los perfiles de agua superficial, se calculan a partir de la sección (**y**), hasta la sección (**y+1**), resolviendo la ecuación de la energía, utilizando el procedimiento iterativo denominado método de paso a nivel.

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 * (V^2/2 * g) = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 * (V^2/2 * g) + h_e \dots \dots \dots (2-174)$$

Donde Z_1, Z_2 : Elevaciones de las secciones 1 y 2 medidas desde plano de referencia.

Y_1, Y_2 : Profundidad del agua en las secciones transversales.

V_1, V_2 : Velocidad media (Descarga total/Sección de flujo total).

α_1, α_2 : Coeficiente de ponderación de la velocidad.

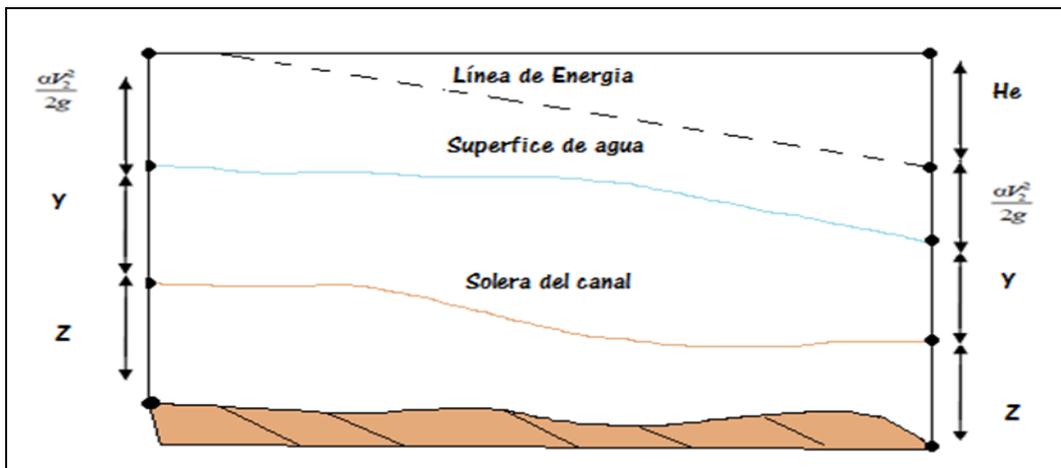


Figura 2.15 Representación de términos de la Ec. De la Energía.

Las pérdidas de energía (**he**) entre dos secciones transversales se componen de las pérdidas por fricción y las pérdidas de contracción o expansión. La ecuación para las pérdidas de carga es la siguiente:

$$he = L \cdot Sf + C \cdot \left| \alpha_1 \cdot \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) - \alpha_2 \cdot \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \right| \dots \dots \dots (2-175)$$

Dónde: **L**: Longitud ponderada de descarga.

Sf: Pendiente de fricción representativa entre dos secciones.

C: Coeficiente de pérdidas en expansión o contracción.

La longitud ponderada de descarga, es calculada de la siguiente forma:

$$L = \frac{(L_{lob} \cdot Q_{lob} + L_{ch} \cdot Q_{ch} + L_{rob} \cdot Q_{rob})}{(Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob})} \dots \dots \dots (2-176)$$

Dónde:

Llob, Lch, Lrob: longitudes del tramo correspondientes a la zona de inundación izquierda, cauce principal y zona de inundación de recha.

Qob, Qch, Qrob: Caudales medios del tramo, correspondientes a la zona de

inundación izquierda, cauce principal y zona de inundación.

2.5.- HEC-HMS.

Según E. Bladé, M. Sánchez–Juny, H.P. Sánchez, D. Niñerola, M. Gómez (2), el HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System*) fue planteado en un entorno amplio para el análisis hidrológico. Fue desarrollado en las oficinas del Cuerpo de Ingenieros Hidrológicos de los Estados Unidos para planear, diseñar, operar, permitiendo y regulando las actividades, manejando información acerca de la precipitación histórica o de diseño, Información acerca de las características del suelo, Información morfométrica de las subcuencas, información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía, Información hidráulica de los tramos de canal y de las capacidades de los embalses (métodos de tránsito). La diferencia entre HEC-HMS y otras aplicaciones diseñadas para preparar modelos hidrológicos como HEC-1 es la habilidad de aprovechar los datos digitales del terreno para el desarrollo de dichos modelos.

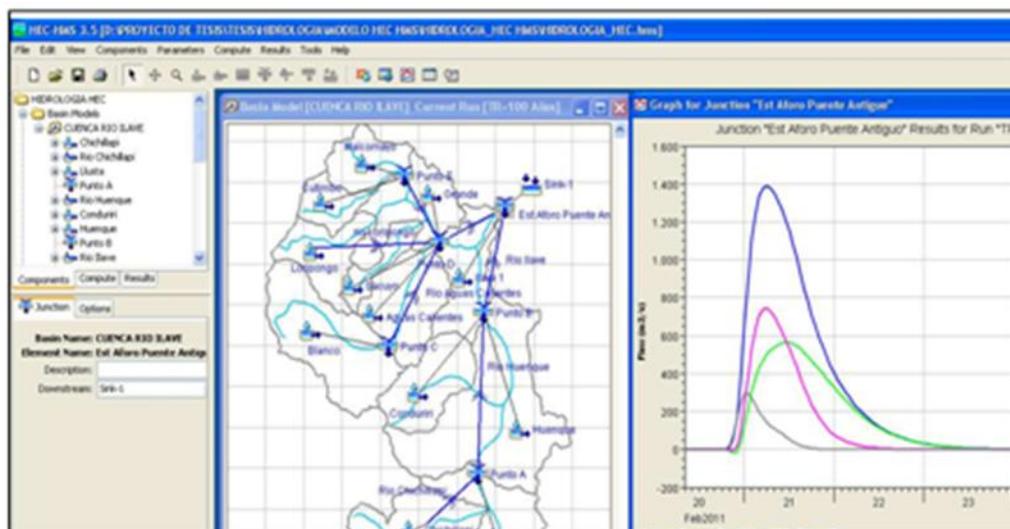


Figura 2.16. Modelo topológico con HEC-HMS para la modelación hidrológica.

2.6.- HIDROESTA

Los estudios hidrológicos requieren del análisis de cuantiosa información hidrometeoro lógica; esta información puede consistir de datos de precipitación, caudales, temperatura, evaporación, etc.

Los datos recopilados, solo representan una información en bruto, pero si éstos se organizan y analizan en forma adecuada, proporcionan al hidrólogo una herramienta de gran utilidad, que le permite tomar decisiones en el diseño de estructuras hidráulicas.

HidroEsta, es una herramienta que facilita y simplifica los cálculos laboriosos, y el proceso del análisis de la abundante información que se deben realizar en los estudios hidrológicos.

HidroEsta permite:

- El cálculo de los parámetros estadísticos, para datos agrupados y no agrupados, tanto con los momentos tradicionales como con momentos lineales.
- Cálculos de regresión lineal, no lineal, simple y múltiple así como regresión polinomial.
- Evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones: normal, log-normal, gamma, log-Pearson tipo III, Gumbel y log-Gumbel, tanto con momentos ordinarios, como con momentos lineales. Si la serie de datos se ajusta a una distribución, permite calcular por ejemplo caudales o precipitaciones de diseño, con un período de retorno dado o con una determinada probabilidad de ocurrencia.
- Calcular a partir de la curva de variación estacional o la curva de duración, eventos de diseño con determinada probabilidad de ocurrencia.
- Realizar el análisis de una tormenta y calcular intensidades máximas, a partir de datos de pluviogramas, así como la intensidad máxima de diseño para una duración y periodo de retorno dado, a partir del registro de intensidades máximas. También permite el cálculo de la precipitación promedio por los métodos promedio aritmético, polígono de Thiessen e isoyetas.
- Los cálculos de aforos realizados con molinetes o correntómetros.
- El cálculo de caudales máximos, con métodos empíricos (racional y Mac Math) y estadísticos (Gumbel y Nash).
- Cálculos de la evapotranspiración con los métodos de Thorthwaite, Blaney-Criddle, Penman, Hargreaves y cálculo del balance hídrico.
- Es posible almacenar la información de entrada en archivos, a fin de repetir los cálculos las veces que se desee.

- Los datos procesados y resultados obtenidos, se almacenan en archivos de textos en formato .RTF, de donde se puede agregar a un documento .DOC cuando se quiera elaborar un informe.



Figura: 2.17 Pantalla principal de HidroEsta

2.7.- HEC-RAS.

Según Bladé, Sánchez–Juny, Sánchez, Niñerola, Gómez (2002), el HEC-RAS es una herramienta desarrollada por *Hydrologic Engineering Center (HEC)* del *United States Army Corps of Engineers*. Está diseñado para ayudar en la determinación de los perfiles de la superficie de agua asociados, basados en datos de entrada que describen la forma del canal, parámetros hidráulicos y el flujo, análisis de una cuenca hidrográfica, ofrece la facilidad importar datos de terreno desde el formato GIS, asimismo ofrece la facilidad de exportar datos de los resultados obtenidos al ArcGIS, ver figura (2.8).

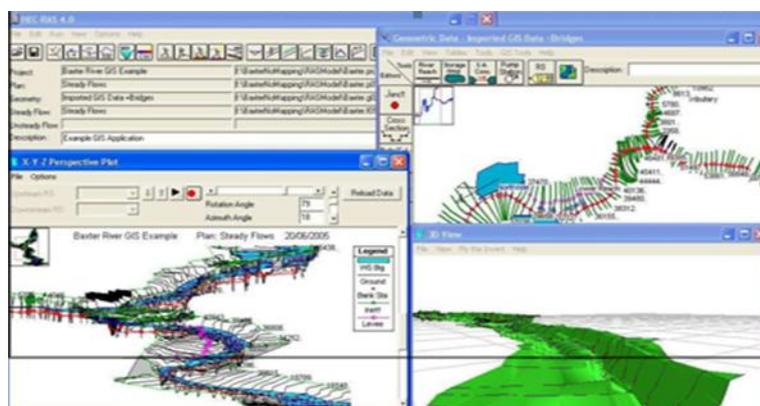


Figura 2.18 Pantalla de Hec Ras y sus aplicaciones

HEC-RAS ha sido desarrollado para simular flujos, tanto en canales artificiales como naturales. El cálculo se define unidimensional, al reducir la formulación general del movimiento tridimensional a un movimiento unidimensional. Para este proyecto, se analizará el uso del modelo, ya no para movimientos estacionarios, si no para movimientos Quasi - No permanentes.

Las leyes físicas que gobiernan el flujo de agua en un río son: El principio de conservación de la masa (continuidad), el principio de conservación del momentum, y el proceso de transporte de sedimentos. Hec -Ras implementa estos principios, permitiendo el cálculo simplificado de flujos, desde resaltos hidráulicos hasta el comportamiento del flujo en alcantarillas.

HEC-RAS contiene tres tipos de análisis unidimensional:

- Análisis permanente para el cálculo de perfiles de agua en régimen uniforme y gradualmente variado.
- Simulación para régimen no permanente.
- Cálculo de transporte de sedimento para lechos móviles.
- Cálculo de socavaciones en pilas de puentes.

2.7.1.- Limitaciones de Hec-Ras

El empleo de Hec-Ras, para la resolución de problemas hidráulicos, conlleva la responsabilidad de conocer las limitaciones en el marco de su aplicación. Hay que entender que una solución calculada a través de Hec -Ras no es una única solución real, sino muestra un posible resultado. En este instante intervienen con fuerza los conocimientos hidráulicos del usuario para lograr una correcta interpretación de los resultados.

En la aplicación de Hec-Ras podemos encontrar las siguientes limitaciones más relevantes:

La ecuación de la energía, supone siempre distribución hidrostática de presiones. Entonces la solución es una simplificación, y será adecuada cuando la distribución de presiones se aleje mucho de la hidrostática.

Hec-Ras no es un modelo 3D ni 2D, sino que es un modelo unidimensional, por lo que la posible solución es una aproximación a la real.

Solo se pueden modelar cauces con pendientes menores de 10° ($S_0 < 0.18$), al no tener en cuenta la componente vertical del peso de la columna de agua ($\cos\alpha$)

en las ecuaciones, dificultades en la elección del calado crítico en secciones complejas, (terrazas fluviales). Por defecto es seleccionado el calado menor.

2.7.2.- Metodología de Cálculo de socavación en infraestructuras hidráulicas

2.7.2.1.- Socavación general del lecho

Para estimar la socavación generalizada del lecho del río Claro en el sector de emplazamiento del puente proyectado se utilizarán los métodos de Neill, de Lischtván – Levediev y el propuesto por el U.S. Army Corps of Engineers en el modelo HEC-RAS versión 4.1

La profundidad total de socavación es una combinación de la socavación general y la socavación por contracción y la socavación local en cada pila y estribos individuales, una vez calculado la socavación el programa Hec - Ras traza automáticamente la socavación de aguas arriba y la sección del puente.

La socavación por contracción y la socavación local total es dibujada como una línea separada debajo de las condiciones existentes de la sección transversal, la socavación local es agregada por socavación por contracción y luego es dibujada como profundidades como se ha podido observar en figura 3.105

2.7.2.2.- Socavación local al pie de cepas

Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena se recomienda emplear las expresiones de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh), envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores y/o la relación de Richardson (R).

2.7.2.3.- Socavación local al pie de estribos

La socavación local al pie de los estribos se determinará mediante la relación de

Melville (1992), la cual está representada por la siguiente ecuación:

$$S_e = h (K_f \times K_\phi \times K_\sigma \times K_I \times K_h)$$

Dónde:

S_e = socavación local al pie del estribo

h = altura local del escurrimiento no perturbado

K_f = factor de forma del estribo

K_ϕ = factor de ángulo de esviaje de la estructura

K_σ = factor de dispersión granulométrica de la arena si ella no es uniforme

K_I = factor de intensidad del flujo

K_h = factor que considera la profundidad del flujo

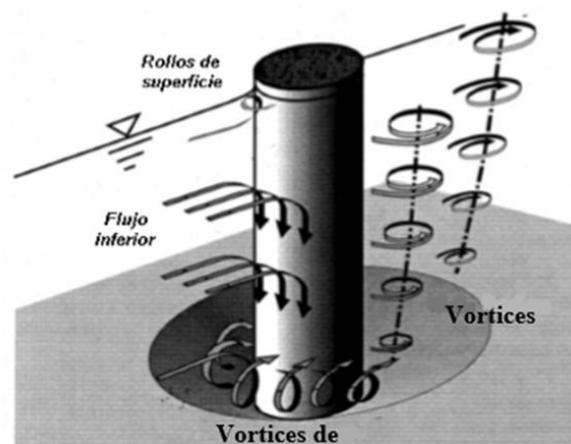


Figura Ilustración de flujo y el modelo de socavación en pilas

2.7.2.4.- Socavaciones totales

Las socavaciones totales corresponden a la suma de las respectivas socavaciones generales más las socavaciones locales al pie de las cepas y/o estribos.

2.8.- HIPOTESIS.

2.8.1.-Hipótesis general.

Las avenidas extremas causan el transporte de sedimentos en el tramo puente Antiguo - Alquipa del río llave en un flujo gradualmente variado no permanente con el modelo computacional HEC-RAS.

2.8.2.- Hipótesis específico.

- La presencia de máximas avenidas, para diferentes períodos de retorno mediante son desfavorables para el modelo computacional HIDRO ESTA, para caudales máximos instantáneos históricos de 24 horas., que por el método probabilístico de precipitaciones máximas instantáneos de 24 horas
- El módulo de fuertes avenidas de periodos de retorno del modelo computacional HEC-RAS en el flujo gradualmente variado no permanente tiene la capacidad de calcular el transporte de sedimentos.
- La modelación de HEC – RAS tiene resultados interpretados a nivel cuantitativo y cualitativo a diferentes periodos de retorno.

III. MATERIALES Y MÉTODOS.

3.1.- Descripción del ámbito de estudio.

El ámbito de estudio del presente trabajo está ubicado en el Distrito de Llave comprendido desde la estación hidrométrica del puente antiguo Llave a la comunidad de alquila.

La cuenca del rio llave, se encuentra ubicada aproximadamente en la parte Sur del departamento de Puno, situado dentro de sus coordenadas de sus puntos extremos paralelos: $15^{\circ} 47'$ y $17^{\circ} 08'$ de latitud sur, y los meridianos $69^{\circ} 27'$ y $69^{\circ} 70'$ de longitud oeste y altitudinal mete se extiende desde la superficie del Lago Titicaca cerca de los 3810 m.s.n.m. hasta 5585 m.s.n.m. (nevado Largando)

3.1.1 Ubicación de la zona de estudio.

Ubicación política:

A nivel político se ubica en el departamento de Puno, Provincia de El Collado, Distrito de Llave, entre las comunidades de centro poblado de Balsabe, centro poblado de Ocoña, comunidad de Alquipa y barrio santa bárbara de llave

Ubicación geográfica

Norte : $8^{\circ} 222,400$ y $8^{\circ} 223,200$

Este : 436,400 y 442,600
 Altitud : 3825 msnm

Vías de acceso.

La vía de acceso principal a la zona de estudio, es la carretera asfaltada Puno – llave, donde a 55 Km Aprox., de Puno se ubica el distrito de llave. El área de estudios se enmarca dentro de áreas de los límites de puente Antiguo de llave hasta la comunidad de Alquipa



Figura 3.1. Imagen satelital 3D Google Earth Iconos 2011.

3.1.2 Descripción del medio ambiente y social.

El diagnóstico consta de factores abióticos, bióticos, sociales y económicos.

Factores Abióticos.

El río llave tiene en el trayecto las localidades del Distrito de llave el cual tiene un puente colonial (reconstruido) y otro de estructura nueva aproximadamente a 54 Km. en el trayecto de la carretera Puno-Desaguadero, y a la ribera de este

existen comunidades, barrios y centros poblados, quienes vienen soportando el miedo en seguridad de infraestructura reconstruida.

La zona de estudio de acuerdo a la caracterización de los pisos altitudinales; su clima está determinado con precipitaciones pluviales y con precipitaciones sólidas; la temperatura varía entre 4.6°C (junio-julio) a 9.5°C (enero), siendo el promedio mensual de 7.6°C. Con respecto a la humedad relativa mensual varía entre 47.6% en Julio a 71.8% en Enero con un promedio anual de 55.9%

b) Factores Bióticos.

Este factor comprende principalmente flora y fauna.

El recurso flora constituye un valioso recurso natural que cumple un rol importante en los ecosistemas terrestres y acuáticos. La flora acuática está representado principalmente por “lacho” *Potamogeton strictus*, *Elodea pota*, *agotan* principalmente de acuerdo a la predominancia. La flora terrestre está representada predominantemente por “icho” *Sipa Icho* “chilligua” *Estuca dollicophylla* que se encuentran en las riberas de este río.

c) Factores Sociales.

Los pobladores de esta localidad cuentan con Centros Educativos, Posta Médica, Club de Madres, Comedores Populares, etc. Se hace de necesidad mencionar que parte de las casas de los habitantes de esta zona se encuentran en las riberas del río llave (a unos 10 y 50 mts.), los que a su vez sufren las consecuencias de los desbordes de este río, de esta manera este fenómeno trae consecuencias que van en contra de la salud y seguridad ciudadana.

d) Factores Económicos

Los pobladores de esta zona tienen una actividad económica agropecuaria y por ende son comerciantes de los sub productos de la actividad económica que practican. Además es importante mencionar que los desbordes que se está, presentando, traen pérdidas económicas a los pobladores de la ribera del río llave (Ambos márgenes).

3.1.3 Descripción geomorfológica del río llave.

El sector analizado en el presente estudio, corresponde al cauce del tramo puente antiguo- Alquipa, se hizo 04 calicatas para el estudio granulométrico dando resultados de que la mayor parte de la formación viene dado por la sedimentación de arenas finas y gravas hasta una profundidad de 1.20m

El nivel de referencia para el desarrollo del río está dado por el Lago Titicaca, y se considera inestable por estar influenciado por los cambios de los niveles de agua, que son marcados entre los períodos de sequía y grandes precipitaciones, esto ha originado acumulaciones de los depósitos aluviales, como es notorio que no existe tanta acumulación de sedimentos más la erosión y socavación en

el sector de planta de tratamiento de residuos sólidos, los materiales predominantes son los suelos de granulometría media a fina o sea entre arenas finas con gravas.

3.2 MATERIALES.

Materiales de escritorio.

- Papel bond A4, A3, A2, A1.
- Memoria USB.
- Tinta de impresora.
- Útiles de escritorio.

Materiales, equipos y personal de campo.

- Carta nacional.
- Cámara fotográfica digital
- GPS GARMIN.
- Estación total Laica TC 407 con 03 prismas.
- Nivel de ingeniero Laica con mira.
- Bincha de 50m.

Materiales y equipos de gabinete.

- Computador Corre I5, RAM 4.0 Gb, velocidad de 3.2 GHz. Con 500GB de memoria.
- Impresora HP Desjeta 1000, HP LaserJet P1006
- Plotter
- Planos
- Cartas nacionales
- Fotografías digitales, Fotografías aéreas Google Erarte.
- Bibliografía necesaria.
- Software:
 - AutoCAD 2011, AutoCAD Civil3D 2011 para procesar datos topográficos.
 - Hec – Ras 4.1, para modelamiento de sistemas hidráulicos de régimen no permanente.
 - HidroEsta, para modelamiento de sistemas hidrológicos.

- Microsoft Office para editar documento, realizar cálculos y procesar modelos.

3.2.1 Recopilación de Información básica.

a. *Estudios Hidráulicos e Hidrológicos del río llave.*

Realizado por el proyecto PELT para la reconstrucción de defensas ribereñas del Río llave-Año 2001.

b. *Levantamiento topográfico del río llave.*

Realizado por el proyecto PELT.

c. *Plano catastral urbano y rural de la ciudad de llave.*

Realizado por la Municipalidad Provincial del Collao.

d. *Imágenes satelitales Google Earth.*

Imágenes satelitales Google Earth Mikonos2010.

e. *Información de datos hidrometeorológica:*

Registros históricos de 37 años de longitud de precipitación máxima en 24 horas y a través de ella el control de registros históricos de Qmax diarios de la institución SENAMI y caudales del río Ramis.

3.3 METODOLOGÍA DE ESTUDIO.

A continuación, se muestran cuáles han sido las metodologías empleadas en la elaboración de este Trabajo de investigación, desde el levantamiento topográfico del terreno y Modelos Digitales del Terreno, utilizados en la gestión de la información geo referenciada, así como el posterior análisis, centrado en el bloque de determinación de transporte de sedimentos en flujo gradualmente variado no permanente, con el modelo Hec-Ras y adecuación de los resultados.

Para la consecución de un buen estudio hidráulico, se hace necesario conocer con cuidadoso detalle las distintas, y en ocasiones caprichosas configuraciones topográficas, que a lo largo del trazado del cauce se suceden en toda la extensión que abarca la zona de estudio, pero nuestro conocimiento no debe ceñirse únicamente a dicha zona, debemos de trasladar nuestras miras, tanto aguas arriba como aguas abajo, a una distancia tal que la modificación, natural o antropogénica, del tramo de estudio no suponga una alteración de las

condiciones a esa distancia, es decir, que el aumento o disminución en la lámina de agua, como resultado de una modificación del río, coincida con el perfil de las condiciones existentes aguas arriba, y eludir que cualquier condición de contorno definida por el usuario, pueda afectar a los resultados dentro del alcance del estudio aguas abajo.

Un buen conocimiento de las configuraciones topográficas iniciales del cauce es esencial, y nos ayudará a lograr una buena modelización del mismo, e n aquellos instante en los que las limitaciones del programa Hec-Ras se hagan patentes, como por ejemplo, en la elección del calado crítico, ante la dificultad en secciones naturales complejas que contengan varios calados, (terrazas fluviales), por defecto el programa elegirá el calado más pequeño, nuestro conocimiento en este caso será determinante para lograr definir el cauce tal y como es.

Se deduce entonces, que una Visita en Campo bien planificada es de vital importancia, aún más, cuando existan dentro de la zona de estudio, algún tipo de estructura, ya sea de protección, de paso ó de regulación, que re quieran de instrumentos de medida para determinar su geometría, que posteriormente será re querida en el proceso de análisis, y que deberá ser introducida manualmente en Hec-ras.

Ubicación de la cuenca del río llave

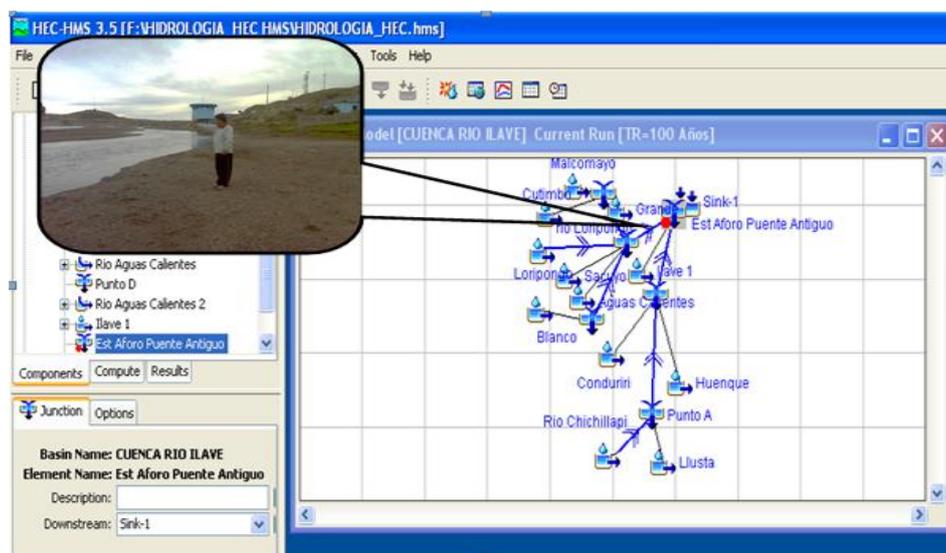


Figura3.2 Delimitación de la cuenca de rio llave

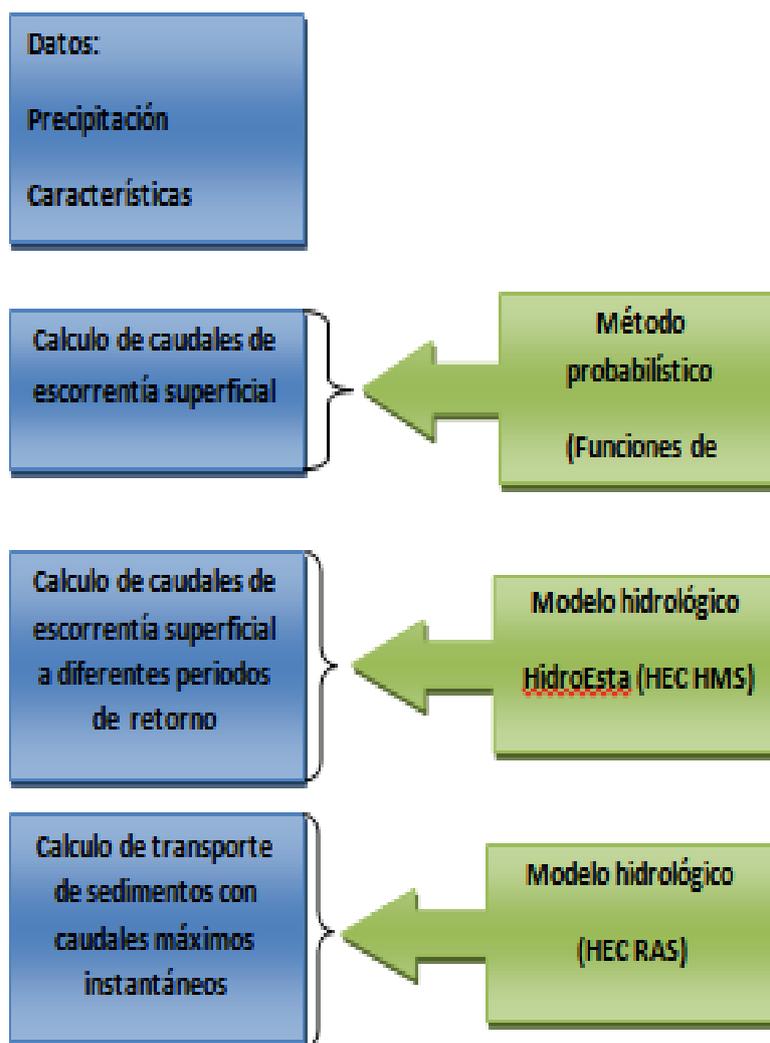


Figura 3.3. Esquema de la metodología a seguir.

3.3.1 Caudales Diarios máximos

Para tener datos de caudales máximos diarios y anuales hemos acudido a la oficina nacional de meteorología y Hidrología **SENAMHI**, para solicitarle la información meteorológica de caudales máximos diarios de los ríos de llave y de río Ramis con criterio de que ambos ríos cuentan con características tan parecidas que a continuación presentamos.

Cuadro 3.1 Caudales máximos Diarios del rio Ramis

REGISTROS HISTORICOS

CAUDALES MAXIMOS DIARIOS - RIO RAMIS

ESTACIÓN: HLG-PUENTE RAMIS LATITUD: 15°15' S ALTITUD: 3850 msnm PROVINCIA: Huancané
 CUENCA: RAMS LONGITUD: 69°52' W DISTRITO: Huancané VERTIENTE: Lago Titicaca

Nº	AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MAXIMO ANUAL
1	1963	351.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	351.0
2	1964	-1.0	-1.0	385.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	385.0
3	1965	229.0	342.5	-1.0	-1.0	103.0	29.7	20.0	-1.0	13.3	11.4	-1.0	-1.0	342.5
4	1966	205.0	267.8	270.6	71.2	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	20.0	60.8	156.6	270.6
5	1967	72.0	137.0	260.2	96.7	28.4	17.4	10.6	8.0	10.7	17.2	12.9	116.9	260.2
6	1968	112.5	289.0	251.2	86.4	43.0	22.1	12.5	9.3	10.5	13.6	60.0	72.6	289.0
7	1969	167.0	175.2	73.4	90.2	39.0	14.0	12.5	11.0	11.0	9.5	9.1	38.4	175.2
8	1970	251.7	404.8	393.8	311.0	110.0	25.1	14.1	9.6	18.6	15.4	10.2	178.6	404.8
9	1971	374.2	545.0	554.0	119.0	40.8	21.6	15.2	11.0	9.4	14.2	18.8	76.0	554.0
10	1972	291.6	331.4	281.0	229.8	64.6	24.4	18.0	13.1	9.6	7.8	29.9	94.4	331.4
11	1973	290.4	425.0	442.5	392.9	114.6	38.0	22.0	19.6	20.2	29.7	25.6	96.0	442.5
12	1974	306.0	528.0	623.5	217.1	73.0	32.9	23.5	14.9	26.2	17.3	15.4	110.0	623.5
13	1975	230.6	405.0	397.5	187.8	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	405.0
14	1976	323.6	362.0	323.5	144.0	37.6	24.2	18.7	12.6	11.0	10.4	9.7	25.0	362.0
15	1977	99.0	333.0	494.5	300.0	51.6	17.0	11.4	7.8	4.7	9.0	94.8	64.2	494.5
16	1978	442.0	395.0	303.5	204.0	94.0	25.5	18.4	10.4	6.2	12.6	69.2	283.2	442.0
17	1979	346.5	277.0	288.5	194.0	108.0	46.2	20.0	12.4	3.8	10.3	18.7	186.0	346.5
18	1980	250.8	235.4	277.0	346.8	50.0	20.6	12.0	9.3	6.3	40.9	53.6	45.6	346.8
19	1981	301.8	418.0	426.0	286.0	75.0	26.0	6.5	5.2	4.2	10.0	20.5	112.5	426.0
20	1982	406.2	203.0	328.6	231.5	97.5	25.2	-1.0	6.3	12.0	30.9	188.6	145.8	406.2
21	1983	107.0	118.0	100.1	52.1	25.1	11.6	7.0	5.1	6.5	6.3	7.5	16.0	118.0
22	1984	422.4	464.2	392.0	268.0	92.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	278.0	464.2
23	1985	390.0	247.8	411.9	366.4	180.0	62.3	10.0	4.0	13.9	70.0	273.9	202.0	411.9
24	1986	480.0	440.0	480.0	275.0	100.0	37.0	28.0	15.0	12.5	17.9	15.5	25.0	480.0
25	1987	260.0	170.0	94.5	64.2	46.6	19.0	14.5	14.7	13.6	20.0	49.3	93.8	260.0
26	1988	140.0	292.5	390.0	392.0	77.6	49.0	24.4	21.4	18.2	15.5	12.6	13.3	392.0
27	1989	233.6	254.6	256.6	168.0	95.0	60.0	37.4	14.7	17.0	28.6	24.5	74.5	256.6
28	1990	135.4	91.0	98.4	89.0	18.4	21.8	14.1	16.0	46.9	23.3	110.8	66.6	135.4
29	1991	147.5	141.0	151.0	138.0	49.0	19.4	15.4	13.6	11.5	9.8	10.2	45.8	151.0
30	1992	285.5	247.5	218.5	58.8	15.1	11.5	8.8	8.0	8.9	7.9	28.2	170.6	285.5
31	1993	306.5	336.0	255.5	138.2	104.8	24.1	11.4	13.5	8.0	20.4	150.3	304.5	336.0
32	1994	299.5	418.0	318.5	302.5	146.4	31.6	19.2	13.3	10.1	9.3	26.2	109.3	418.0
33	1995	-1.0	-1.0	289.9	226.8	42.8	17.7	12.3	8.7	8.3	9.8	25.2	169.7	289.9
34	1996	392.0	406.9	370.1	232.8	88.6	29.6	16.9	14.2	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	406.9
35	1997	313.0	391.6	366.7	227.2	75.4	29.4	17.2	14.6	13.8	15.2	91.7	133.1	391.6
36	1998		297.3											297.3
37	1999			350.1										350.1
38	2000			418.0										418.0

FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA.

Cuadro 3.2 Caudales máximos Diarios del rio Ilave

REGISTROS HISTORICOS
CAUDALES MAXIMOS DIARIOS - RIO ILAVE

ESTACIÓN: HLG-Pte Car. Ilave LATITUD: 16°05'17.7 ALTITUD: 3850 msnm PROVINCIA El Collao
CUENCA: Ilave LONGITUD: 69°37'33.3 DISTRITO: Ilave VERTIENT Lago Titicaca

Nº	AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MAXIMO ANUAL
1	1963	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
2	1964	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
3	1965	35.9	80.0	41.2	27.8	8.6	-1.0	-1.0	6.3	9.2	6.7	5.5	64.0	80.0
4	1966	26.2	81.4	58.0	13.0	25.4	7.1	7.5	6.7	5.2	7.5	27.8	38.0	81.4
5	1967	61.0	129.0	566.0	75.6	14.5	10.0	8.0	7.2	9.0	8.5	4.5	27.2	566.0
6	1968	94.6	317.2	285.2	80.2	28.4	20.2	9.6	8.0	8.0	25.2	89.2	69.8	317.2
7	1969	344.5	165.0	56.6	32.2	9.5	9.5	8.5	8.0	6.5	5.5	14.0	28.2	344.5
8	1970	118.4	309.6	317.2	78.6	18.8	10.0	8.0	7.5	5.5	6.5	4.0	86.6	317.2
9	1971	235.4	555.9	280.0	62.8	13.0	9.1	8.0	8.0	5.1	3.7	19.6	149.0	555.9
10	1972	355.0	331.2	334.8	178.2	22.0	10.9	9.0	7.0	7.5	16.6	13.6	89.8	355.0
11	1973	327.6	500.4	254.6	67.0	29.2	11.4	9.0	13.0	22.8	11.4	2.4	13.0	500.4
12	1974	920.0	905.0	430.0	116.8	24.9	14.7	11.3	40.4	19.6	7.8	12.9	18.3	920.0
13	1975	135.0	792.0	297.5	52.0	24.3	13.4	9.6	9.0	7.6	7.9	6.4	102.0	792.0
14	1976	616.0	345.0	320.0	97.6	20.8	13.2	12.4	13.2	19.4	8.0	4.3	23.1	616.0
15	1977	46.9	601.0	622.0	61.0	14.6	10.7	9.6	8.1	10.2	11.6	102.0	42.1	622.0
16	1978	446.0	347.5	120.1	70.6	19.6	10.9	10.4	9.8	7.4	7.8	53.6	111.6	446.0
17	1979	190.0	108.0	121.2	36.0	11.3	8.3	9.5	7.2	7.8	17.0	8.3	35.0	190.0
18	1980	33.0	90.5	197.5	102.0	10.4	7.8	8.9	7.8	10.7	15.0	13.9	7.8	197.5
19	1981	137.2	492.0	301.0	178.0	23.8	13.9	12.5	14.2	18.0	11.0	10.7	34.0	492.0
20	1982	309.0	102.0	196.0	128.4	23.8	10.4	10.4	7.8	14.2	37.0	15.7	15.0	309.0
21	1983	10.7	37.0	9.5	10.7	5.4	3.7	3.7	3.6	4.9	3.6	3.1	11.6	37.0
22	1984	333.0	809.5	526.0	330.0	23.6	12.2	9.0	6.8	4.5	13.0	59.6	73.7	809.5
23	1985	144.1	370.0	365.0	265.0	57.2	37.6	15.5	9.8	26.0	8.2	88.8	242.6	370.0
24	1986	590.9	756.0	871.5	221.0	67.0	30.0	23.0	19.2	16.7	13.0	15.8	67.8	871.5
25	1987	631.0	174.3	60.2	22.0	12.3	13.2	20.0	10.0	10.5	16.1	26.4	18.5	631.0
26	1988	217.6	165.0	224.6	347.5	41.3	20.0	16.2	13.8	21.0	17.0	7.5	44.0	347.5
27	1989	124.8	199.6	195.2	146.3	34.2	18.4	17.0	12.2	10.5	8.0	8.5	8.5	199.6
28	1990	43.0	27.0	37.8	18.4	11.3	25.7	10.5	14.2	9.6	33.0	72.0	66.2	72.0
29	1991	138.7	233.6	260.7	54.3	19.7	31.9	13.9	10.3	10.7	7.8	13.4	19.4	260.7
30	1992	78.6	43.0	27.5	7.3	5.8	4.8	4.8	6.3	5.5	6.5	10.0	13.7	78.6
31	1993	165.7	70.7	155.7	38.1	17.8	5.0	8.0	23.3	8.8	22.5	24.2	50.2	165.7
32	1994	159.7	383.1	60.3	59.3	31.7	11.6	8.8	8.0	7.5	6.9	8.6	39.7	383.1
33	1995													
34	1996													
35	1997		351.1											351.1
36	1998	42.5												42.5
37	1999													
38	2000	661.2												661.2

FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA.

Para nuestra investigación del proyecto, viendo los caudales máximos anuales del río llave, tiene datos faltantes que necesita ser completado por uno de los métodos de regresión lineal, que a continuación se muestra en el cuadro los caudales que necesitan ser completados.

Cuadro 3.3 Caudales de ser completados

RIO ILAVE		RIO RAMIS	
año	Q (m3/s)	año	Q (m3/s)
1963		1963	351
1964		1964	385
1995		1995	289.9
1996		1996	106.9
1999		1999	350.1

Elaboración Propia

Todos los sombreados de color verde son los datos que faltan, para luego ser completados con diferentes métodos de regresiones en función de los caudales anuales, para nuestro estudio de investigación usamos el software HidroEsta

Pantalla principal de HidroEsta



Figura: 3.4 Pantalla principal de HidroEsta

Para nuestro trabajo de investigación usamos la ecuación de regresión lineal simple

3.3.1.1.- Ecuación de regresión

La ecuación general de la ecuación de regresión lineal es:

$$y = a + bx \dots\dots\dots(3.1)$$

Dónde:

x = variable independiente, variable conocida

y = variable dependiente, variable que se trata de predecir

a = intercepto, punto donde la línea de regresión cruza el eje y , es decir valor de y cuando $x = 0$

b = pendiente de la línea o coeficiente de regresión, es decir, es la cantidad de cambio de y asociada a un cambio unitario de x .

Los valores de los parámetros a y b , se calculan utilizando el método de mínimos cuadrados.

$$a = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \dots\dots\dots(3.2)$$

$$b = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \dots\dots\dots(3.3)$$

Ventana de HidroEsta regresión/regresión simple.

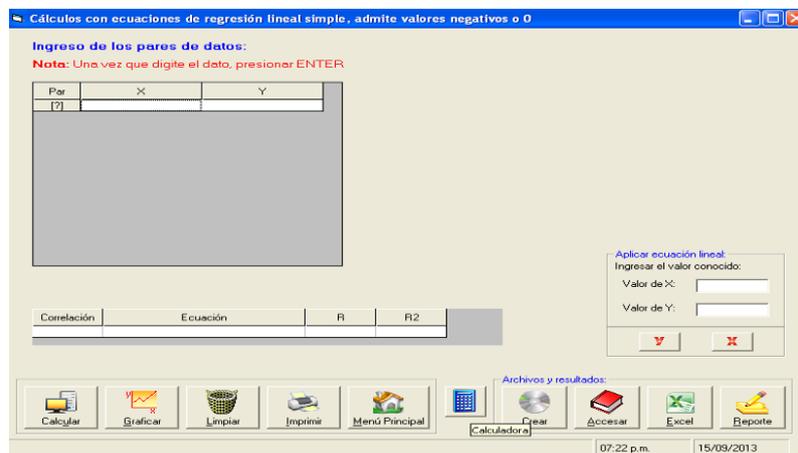


Figura 3.5 Ventana de regresion lineal

Endonde nos piden datos x , y , para nuestro trabajo de investigación el (X) será estación Ramis, (Y) estación llave

Introduciendo estos valores de x, y se tiene el siguiente resultado de regresión lineal simple

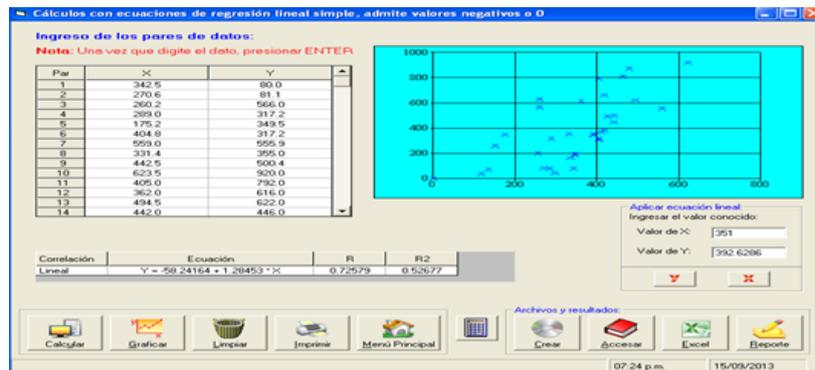


Figura 3.6 Regrecion lineal de los pares X y Y

La ecuación utilizada es

Correlación	Ecuación	R	R2
Lineal	$Y = -58.24164 + 1.28453 * X$	0.72579	0.52677

Para nuestro trabajo hemos dicho que los marcados con verde son datos que seran completados y los rojos son datos matriz de rio ramis, entonces se inserta el X= 351.0

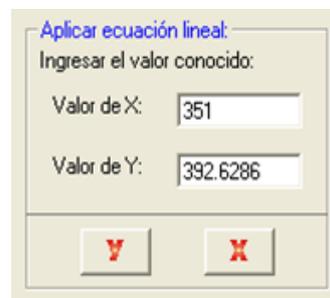


Figura 3.7 calculo de X y Y

Asi se ha calculado que cuando X= 651.0, Y=392.63 m3/s, asi sucesivamente se calcula para todo los datos a completar.

Cuadro 3.4 Caudales completados (X,Y), con regresion Lineal Simple

RIO ILAVE		RIO RAMIS	
año	Q (m3/seg)	año	Q (m3/seg)
1963	392.63	1963	351
1964	436.3	1964	385
1995	314.14	1995	289.9
1996	464.43	1996	106.9
1999	391.47	1999	350.1

Fuente: elaboracion propia

Cuadro 3.5 de caudales completados desde el año 1963 hasta el año 2000

CAUDALES COMPLETADOS DEL RIO ILAVE		
N ^o	Año	Q (m ³ /s)
1	1963	392.63
2	1964	736.3
3	1965	80
4	1966	81.1
5	1967	566
6	1968	317.2
7	1969	344.5
8	1970	317.2
9	1971	555.9
10	1972	355
11	1973	500.4
12	1974	920
13	1975	792
14	1976	616
15	1977	622
16	1978	446
17	1979	190
18	1980	197.5
19	1981	492
20	1982	309
21	1983	37
22	1984	809.5
23	1985	370
24	1986	871.5
25	1987	631
26	1988	347.5
27	1989	199.6
28	1990	72
29	1991	260.7
30	1992	78.6
31	1993	165.7
32	1994	383.1
33	1995	314.14
34	1996	464.43
35	1997	351.1
36	1998	42.5
37	1999	391.47
38	2000	661.2

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.- Cálculo de caudales máximos

Para diseñar: Las dimensiones de un cauce sistemas de drenaje agrícola, aeropuerto, ciudad o carretera, Muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, Alcantarillas, Vertedores de demasías, Luz en puentes, se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

Algunos métodos usados son:

3.3.3.- Métodos empíricos

- Método racional
- Método de Mac Math
- Método Racional con Dyck y Peschke
- Método Mac Math con Dyck y Peschke

3.3.3.1.- Método Mac Math



Figura 3.7(a) Cálculo de caudal máximo método Mac Math

Los caudales de diseño para un periodo de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 años se muestran en el siguiente cuadro 3.5 (a)

Cuadro 3.5(a) Resumen de caudales máximos a diferentes periodos de retorno con el método Mac Math

T(años)	lmax (mm/hr)	Tc min	pendiente (0/000)	Qmax (m3/s)
5	39.28	1159.28	0.00178	427.188
10	47.97	1159.28	0.00178	521.696
25	62.46	1159.28	0.00178	679.28
50	76.46	1159.28	0.00178	829.472
100	93.13	1159.28	0.00178	1012.941

Fuente: Elaboración propia

3.3.3.2.- Método Mac Math con Dyck y Peschke



Figura3.7 (b) Cálculo de caudal máximo (Mac Math con Dyck Peschke)

Cuadro 3.5 b.- Resumen de caudales máximos a diferentes periodos de retorno con (Mac Math con Dyck Peschke

T(años)	lmax (mm/hr)	Tc min	pendiente (0/000)	Qmax (m3/s)
5	39.28	1159.28	0.00178	427.188
10	47.97	1159.28	0.00178	521.696
25	62.46	1159.28	0.00178	679.28
50	76.46	1159.28	0.00178	829.472
100	93.13	1159.28	0.00178	1012.941

Fuente: Elaboración propia

3.3.4.- Métodos estadísticos

Los métodos estadísticos, se basan en considerar que el caudal máximo anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos se requiere tener como datos, el registro de caudales máximos anuales, cuanto mayor sea el tamaño del registro, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño, el cual se calcula para un determinado período de retorno.

Por lo general, en los proyectos donde se desea determinar el caudal de diseño, se cuenta con pocos años de registro, por lo que, la curva de distribución de probabilidades de los caudales máximos, se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un caudal con un período de retorno mayor al tamaño del registro. El problema se origina, en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos, y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos, dependiendo del tipo de distribución que se considere, entre los cuales se tiene a:

- **Gumbel**
- **Nash.**

Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia, que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, puesto que el método de Nash permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. En forma práctica, se recomienda escoger varias distribuciones y ver cual se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística, como la prueba de bondad de ajuste, para nuestro trabajo de investigación utilizamos el método Gumbel, que es el más apropiado, según cálculos de caudales de estudios realizados.

3.3.4.1.- Método Gumbel

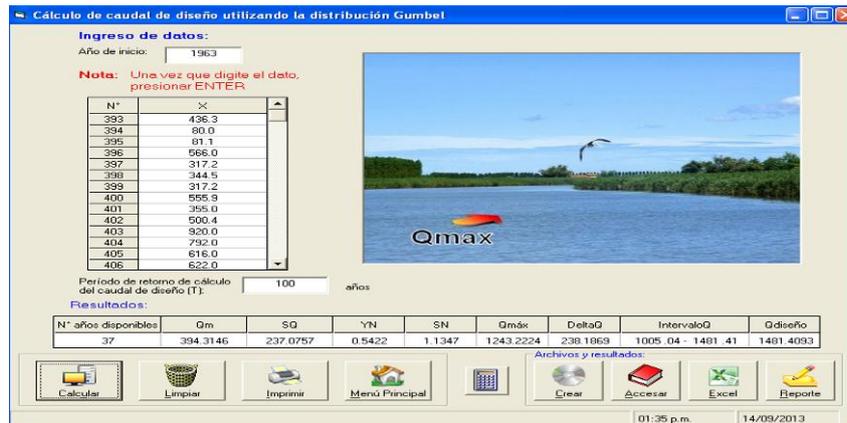


Figura 3.8 Cálculo de caudal máximo metodo Gumbel

Cuadro 3.6 Resumen de caudales calculados a diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno (TR)	METODO GUMBEL	
	Nº de Años	caudal del diseño Q(m3/s)
5	37	855.49
10	37	1000.31
25	37	1191.76
50	37	1336.58
100	37	1481.4

Fuente Elaboración Propia

3.3.4.2.- Método Nash

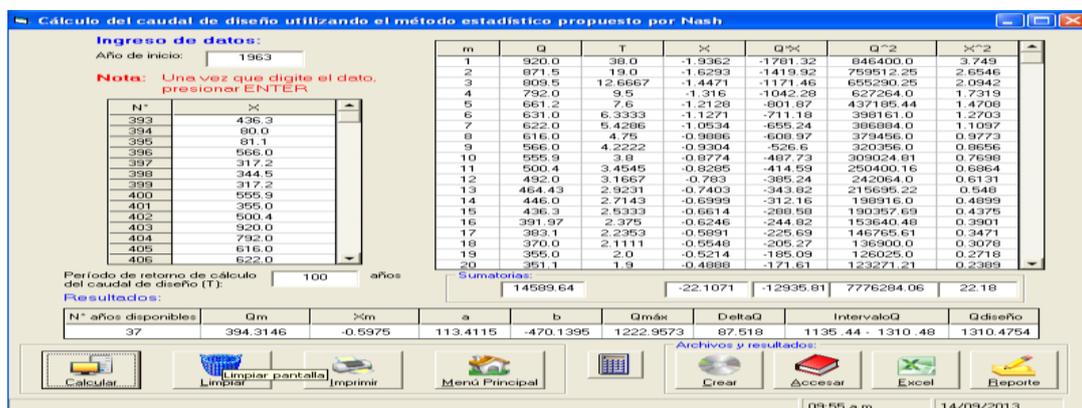


Figura 3.9 Cálculo de caudal del diseño con el método Nash

Cuadro 3.7 Resumen de caudales calculados a diferentes periodos de retorno método Nash

Periodo de Retorno (TR)	METODO NASH	
	Nº de Años	caudal del diseño Q(m ³ /s)
5	37	668.47
10	37	822.91
25	37	1018.96
50	37	1165.02
100	37	1310.47

Fuente Elaboración Propia

3.3.5.- comparación de caudales máximos de avenidas a diferentes Métodos

En conclusión podemos decir que los métodos usados por el **HidroEsta**, el modelo estadístico, se han generados a partir de caudales máximos diarios, los métodos de Mac Math y Mac Math con Dick Peschke son métodos usados para cuencas pequeñas o que tengan escorrentías específicas ya calculadas, para nuestro trabajo de investigación usamos el método Gumbel (método estadístico), por ser el método que se ajusta en funciones de caudales máximos diarios controlados en puntos estratégicos, los caudales calculados con los dos métodos estadísticos se aprecia en el siguiente cuadro 3.8.

Cuadro 3.8 Resumen de caudales calculados por los métodos de Gumbel y Nash

Periodo de Retorno (TR)	METODO GUMBEL		METODO NASH	
	Nº de Años	caudal del diseño Q(m ³ /s)	Nº de Años	caudal del diseño Q(m ³ /s)
5	37	855.49	37	668.47
10	37	1000.31	37	822.91
25	37	1191.76	37	1018.96
50	37	1336.58	37	1165.02
100	37	1481.4	37	1310.47

Fuente Elaboración Propia

Comentario

Para nuestro trabajo de investigación se escoge el método Gumbel por tener un caudal máximo de un periodo de retorno de 100 años el caudal de 1481.4 m³/s, por las condiciones de los antecedentes ya existentes como, en el año 2001 mes de febrero llegó el caudal máximo de 1307.19 m³/s con ello ocasionando desbordes y caída de puente antiguo, según el tesis del año 2011 de Edwin Coaquira C, llegó a calcular para el periodo de 100 años de retorno un caudal de 1400.00 m³/s.

3.3.6.- Metodología a seguir para realizar una simulación utilizando Hec-Georas para ArcGis y luego a ser transportados a Hec Ras.

Se desarrolla a continuación la metodología a seguir para realizar la simulación hidráulica del río llave con las herramientas descritas en el apartado anterior.

3.3.6.1.- Creación de un archivo ArcGis.

Al abrir ArcMap nos aparece la ventana siguiente, donde podemos elegir entre abrir un archivo existente, abrir un archivo en blanco o abrir un nuevo archivo directamente con una nueva vista:

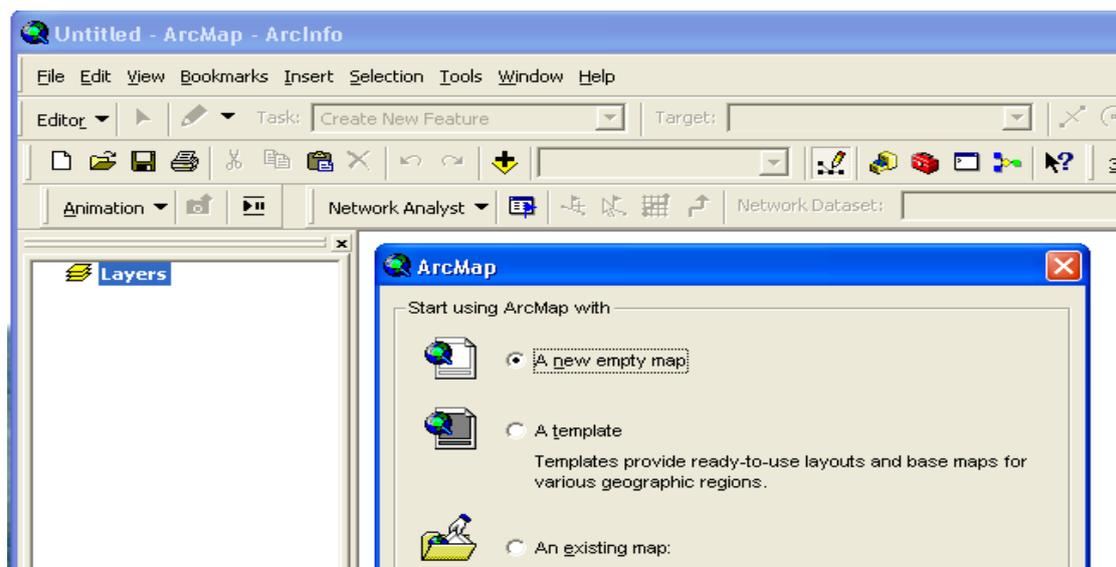


Figura 3.10. Creación de archivo ArcMap.

Lo primero para empezar a trabajar con ArcMap es asegurarnos que las extensiones que necesitamos están activadas:

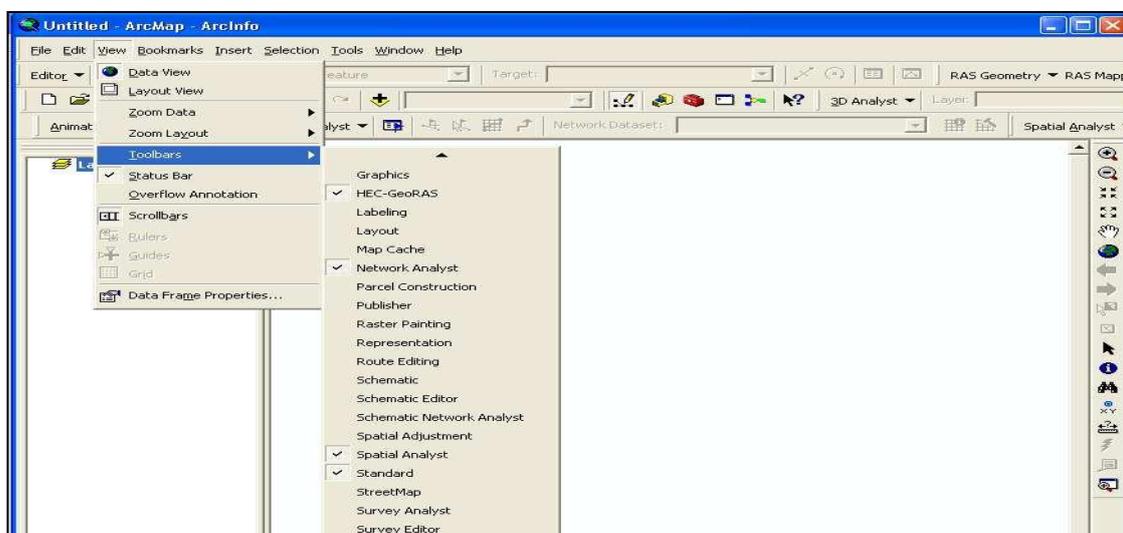


Figura 3.11. Activación de extensiones ArcMap

3.3.6.2.- Obtención de un MDT en formato TIN.

HEC-GeoRAS requiere un modelo digital del terreno (MDT) en forma de TIN (Triangulate Irregular Network).

En este trabajo se ha obtenido una TIN a partir de un archivo de CAD, con lo cual queda recogido un caso muy habitual en los casos cotidianos en los que no se dispondrá de un modelo digital del terreno directamente. El archivo de CAD que se utilice es imprescindible que esté en 3D, es decir que sus curvas de nivel tengan asociada la propiedad de cota.

En caso de disponer directamente de una TIN pueden obviarse los pasos previos para su obtención que aquí se recogen.

1. Procesar la información del levantamiento topográfico del cauce, planicies de inundación y diques existentes con el apoyo del software AutoCAD Civil3D.

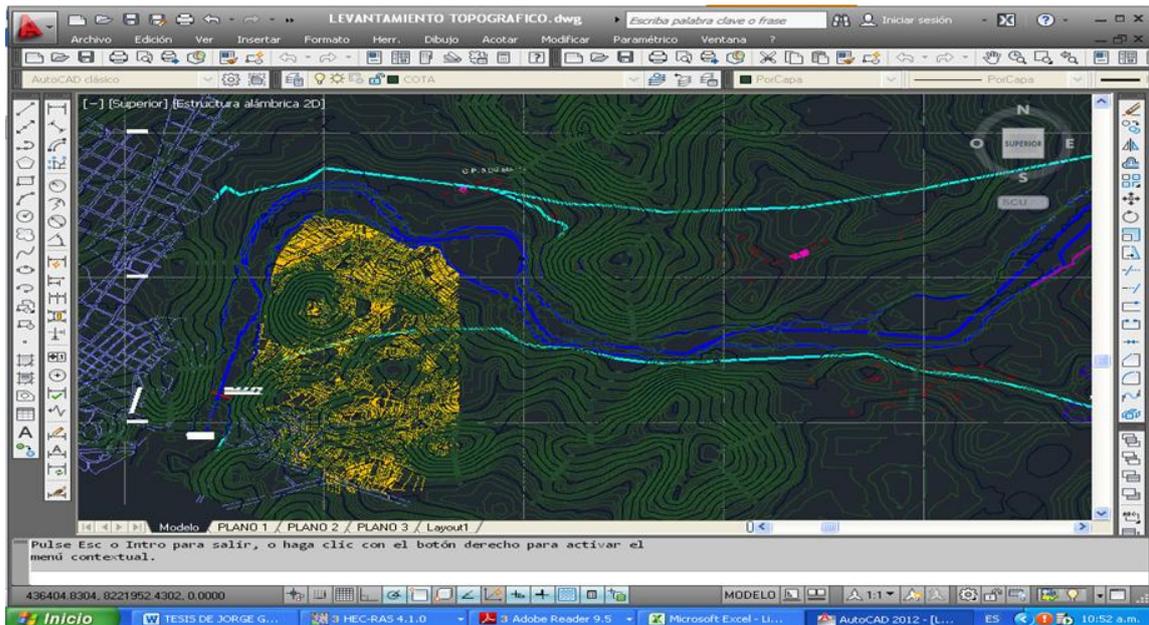


Figura 3.12 . Importación de puntos topográficos del rio llave.

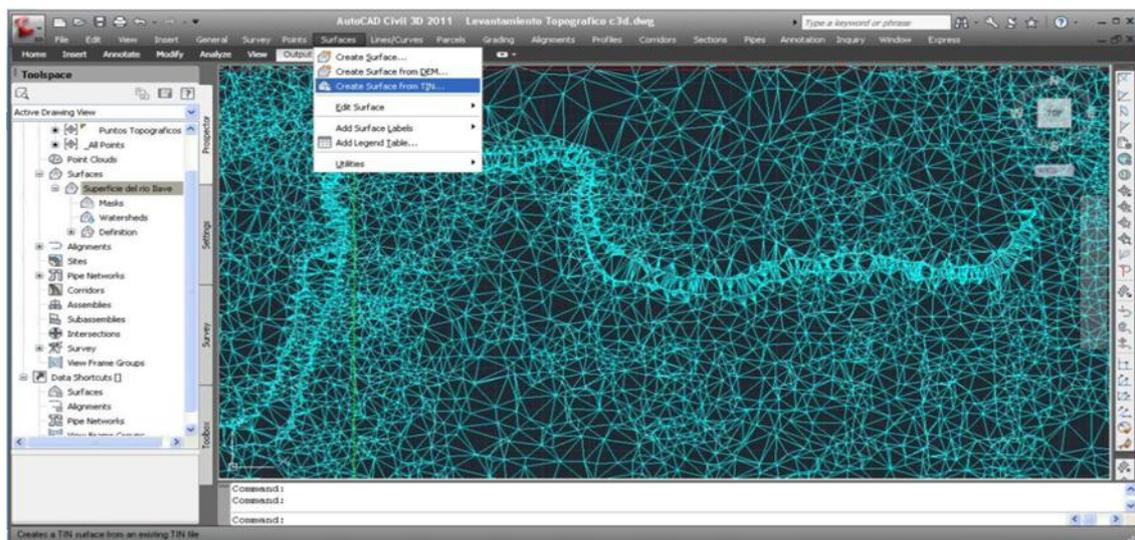


Figura 3.13. Generación de líneas TIN en AutoCAD Civil3D

3.3.6.3. Exportar la información topográfica del AutoCAD Civil3D al Autocad en formato dwg.

En este paso hay que ser especialmente cuidadosos y perder un tiempo si es necesario en dejar el dibujo lo más “limpio” posible: lo ideal es dejar el dibujo solo con curvas de nivel, sin números ni textos, ya que estos elementos dificultan la creación de una buena TIN.



Figura 3.14. Curvas de nivel en Auto Cad

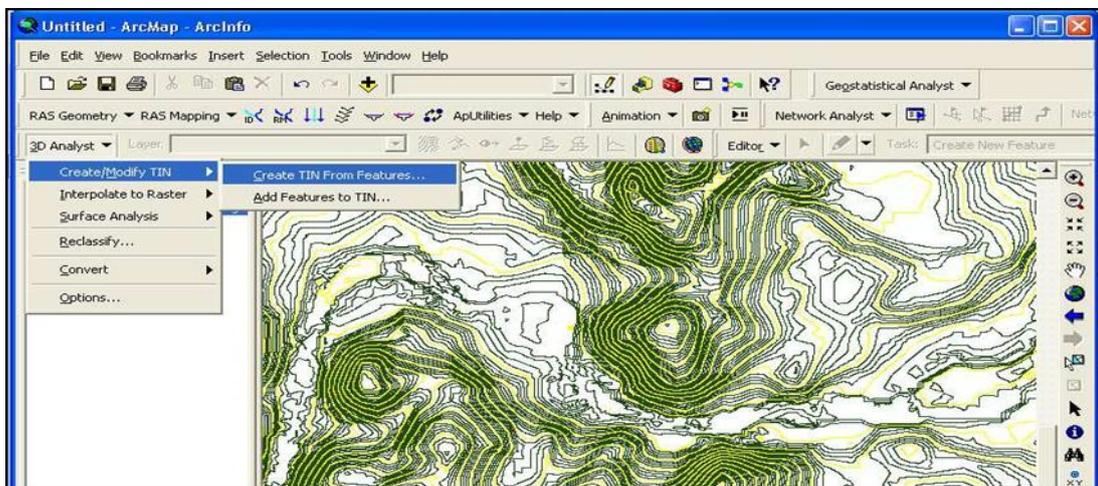


Figura 3.15. Añadir archivo dwg a la vista de ArcMap

3.3.6.4. Importar desde ArcMap el archivo dwg y generar el MDT

Para realizar esta operación es imprescindible disponer de la extensión 3D Analyst. Debemos importar solo las líneas del dibujo dwg. Una vez creada la TIN tendrá un aspecto similar a éste:

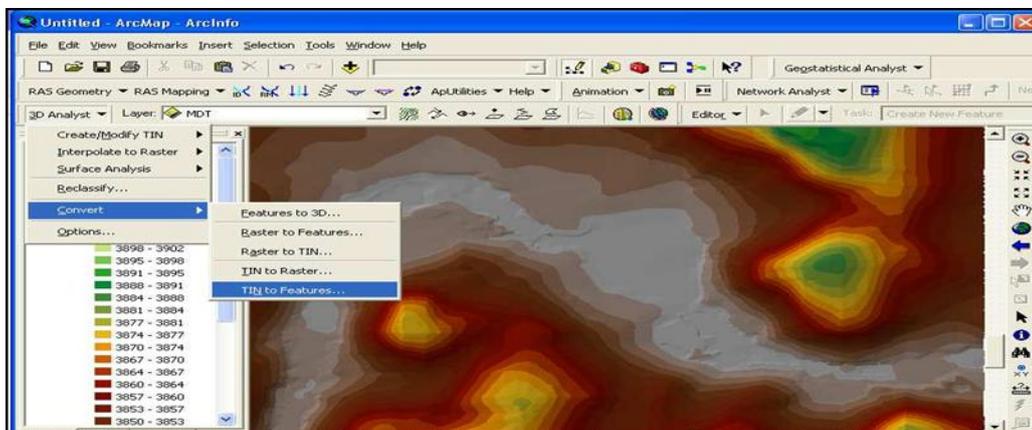


Figura 3.16. Creación de MDT a partir de dwg.

3.3.6.5.- Creación de archivo de intercambio para importar a HEC-RAS.

El uso de SIG para la modelización hidráulica por lo general consta de tres pasos:

- 1) pre-tratamiento de los datos,
- 2) la ejecución del modelo, 3D y post-procesamiento/visualización de los resultados.

3.3.6.6.- Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRAS.

Para añadir un nuevo proyecto en barra de herramientas HEC-GeoRAS, haga clic en *ApUtilities* *Add New Map*.

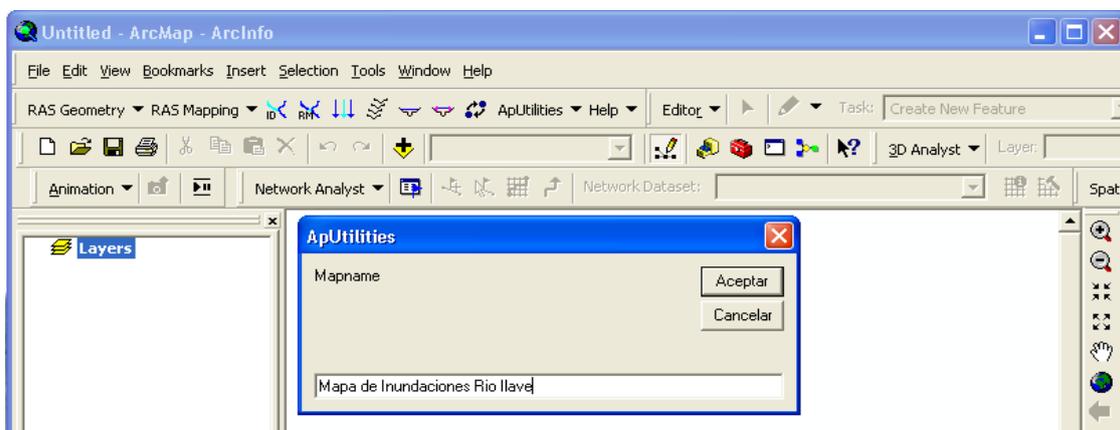


Figura 3.17. Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRA

Para crear un archivo de la geometría del río, haga clic en el botón Añadir *Add data*, en ArcMap, y vaya a MDT añadir el terreno para el estudio, debe tener el mismo sistema de coordenadas de todos los datos.

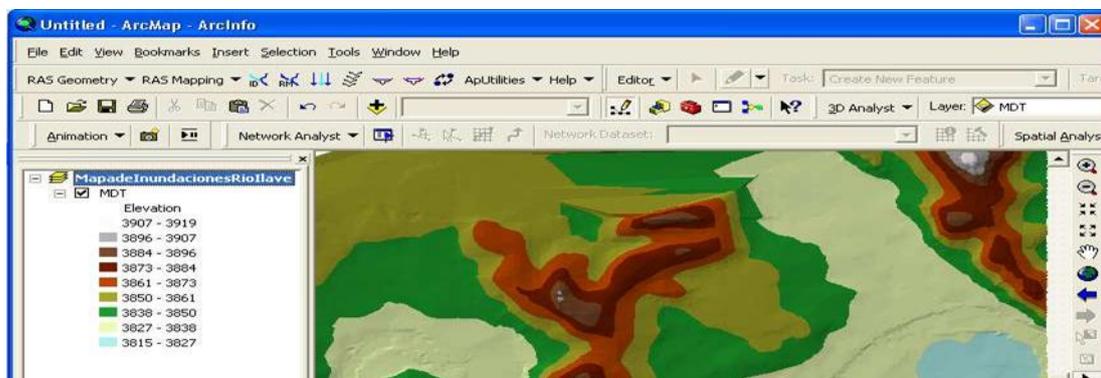


Figura 3.18. Modelo Digital de Terreno en HEC-GeoRAS.

3.3.6.7.- Creación de capas RAS.

El archivo de la geometría de HEC-RAS contiene información sobre las secciones transversales, estructuras hidráulicas, márgenes de ríos y otros atributos físicos de los cauces de los ríos. El tratamiento previo con HEC-GeoRAS implica la creación de estos atributos en los SIG, y luego exportarlos al archivo de la geometría HEC-RAS. En HEC-GeoRAS, cada atributo se almacena en una clase de entidad separada llamada RAS como capa. Así que antes de crear los atributos del río en SIG, debemos primero crear capas vacías, SIG usando el menú *RAS Geometry Create RAS Layers*. Verá una lista de todos los atributos posibles que puede tener en el archivo de la geometría HEC-RAS. Si lo desea, puede hacer clic en el atributo individual para crear una sola capa a la vez, o puede hacer clic en *All* para crear todas las capas.

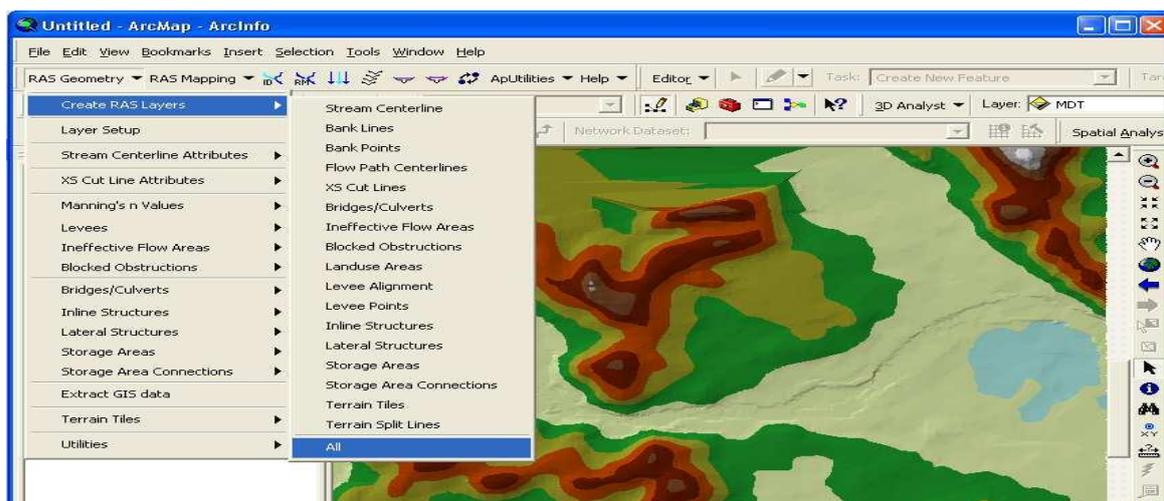


Figura 3.19. Creación de capas RAS.

En la ventana *Create All Layers*, aceptar los nombres predeterminados y haga clic en *OK*. HEC-GeoRAS crea una base de datos geográficos en la misma carpeta donde se guarda el documento de mapa.

Después de digitalizar el cauce, la tarea siguiente es dar nombre. Cada río en HEC-RAS debe tener un nombre único asimismo cada tramo de un río, debe tener un nombre único. Para asignar nombres a los alcances, hacemos clic en *Assign RiverCode/ReachCode* botón para activarla.

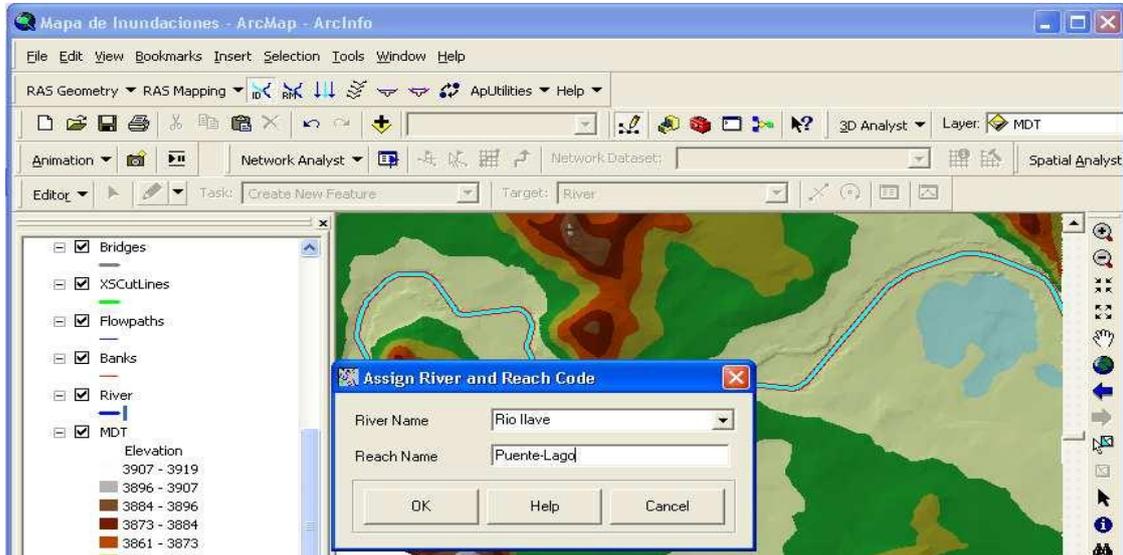


Figura 3.22. Asignación de nombres del cauce.

Antes de seguir adelante vamos a asegurarnos de que el curso que se acaba de crear está conectado, y rellenar el resto de los atributos de la clase de elemento río (*River*) haciendo clic en *RAS Geometry Stream Centerline Attributes Topology*.

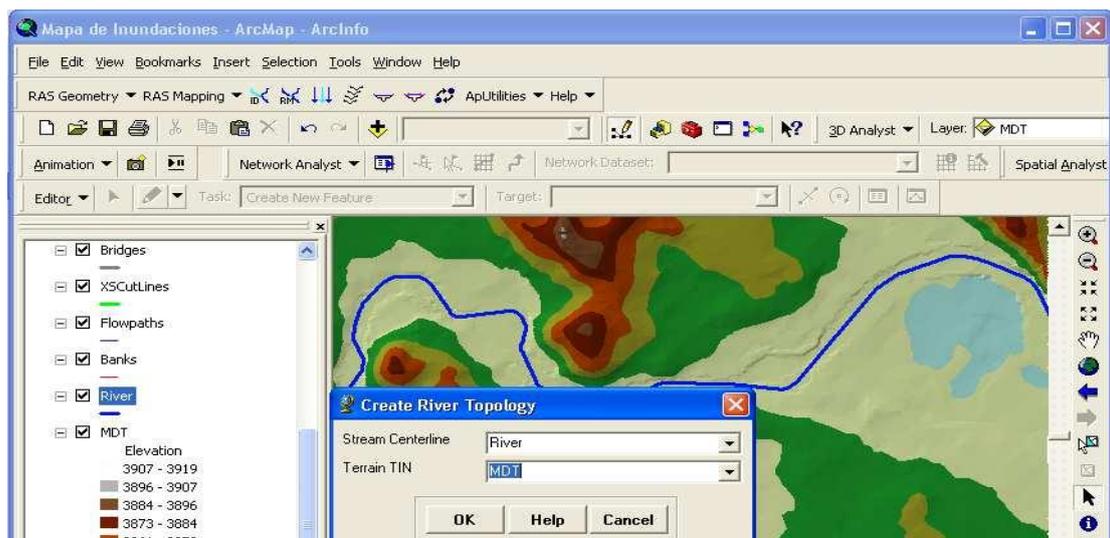


Figura 3.23. Asignación de atributos a elementos río

Confirmar Río de la corriente de la línea central y MDT, y haga clic en Aceptar. Esta función rellenará el fromnode y To Node atributo de la clase de elemento río (*River*).

A continuación, hacemos clic en *RAS Geometry Stream Centerline Attributes Lengths/Stations* Esto llenará el resto de los atributos.

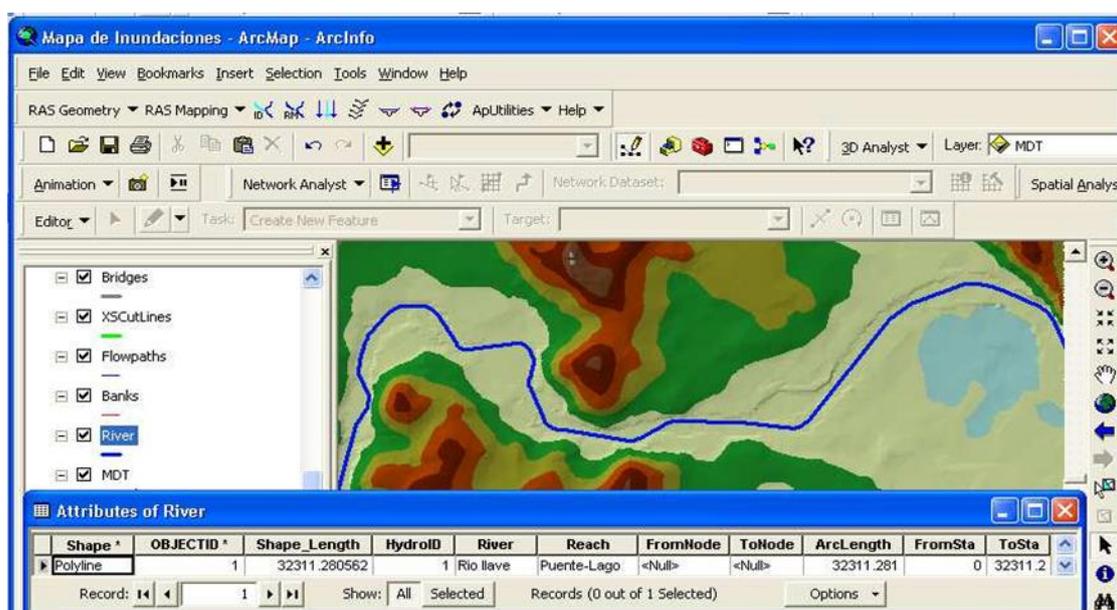


Figura 3.24. Cuadro de atributos del elementos rio.

3.3.6.9.- Creación de bancos del rio.

El siguiente paso es la creación de bancos del rio, se utilizan para distinguir el cauce principal de las áreas de llanura de inundación de desbordamiento, en comparación con el canal principal, las zonas de desbordamiento se asignan los valores más altos de n de Manning para dar cuenta de más rugosidad causada por la vegetación. La creación de bancos es similar a la creación de la línea central del cauce, que pueden ser digitalizados o bien a lo largo de la dirección del flujo o en contra de la dirección del flujo, o puede ser continuado o interrumpido.

Para crear la línea central del cauce (en la clase de elemento Bancos), edición de inicio *start editing*, y elegimos Crear una Nueva Entidad *Create New Feature* en *Task*, y los bancos como el destino.

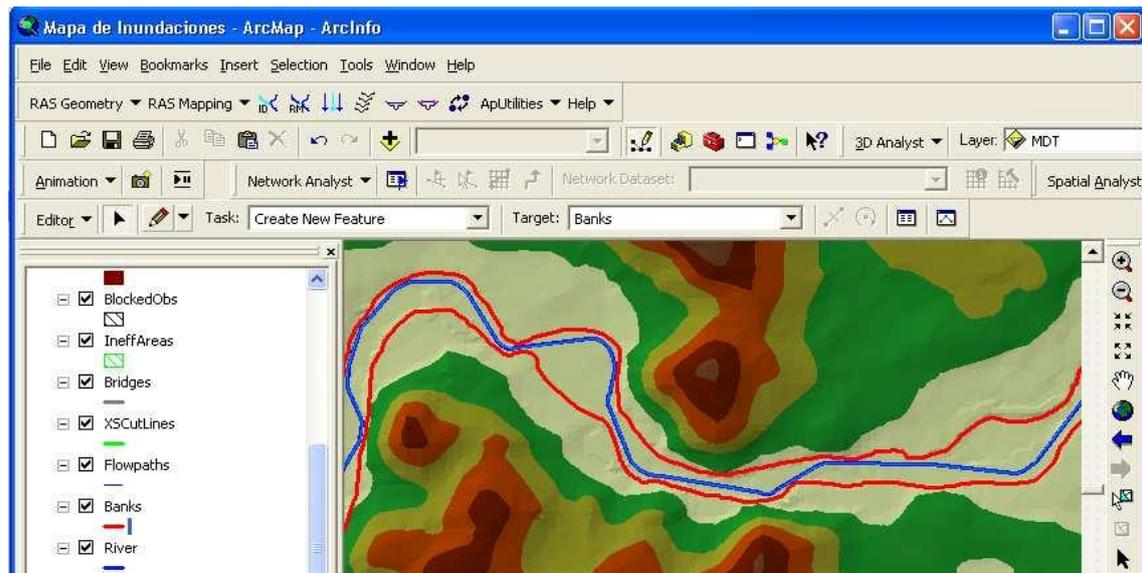


Figura 3.25. Bancos del cauce.

3.3.6.9.- La creación de trayectorias de flujo.

La capa *flowpath* contiene tres tipos de líneas: línea central, a la izquierda de desbordamiento, y la ribera derecha. Las líneas de paso de flujo se utilizan para determinar las longitudes de llegar a aguas abajo entre las secciones transversales en el cauce principal y más áreas del banco. Si el río central que creó anteriormente se encuentra aproximadamente en el centro del cauce principal (que lo hace), puede ser utilizado como ruta de la línea central del flujo. Harems clic en *RAS Geometry Create RAS Layers Flow Path Centerlines*,

Confirmamos la trayectoria del flujo central con la línea central del cauce.

Seguidamente utilizaremos la herramienta de dibujo para crear trayectorias de flujo. Las trayectorias de flujo a la izquierda y la derecha deben ser digitalizadas en la llanura de inundación en la dirección aguas abajo, estas líneas se utilizan para calcular las distancias entre las secciones transversales en las áreas del banco, Luego la etiqueta de la trayectorias de flujo mediante el botón . Asignar tipos de línea. Haga clic en el botón (nótese el cambio de cursor) y, a continuación, hacemos clic en una de las trayectorias del flujo (a la izquierda o a la derecha Hacia aguas abajo)

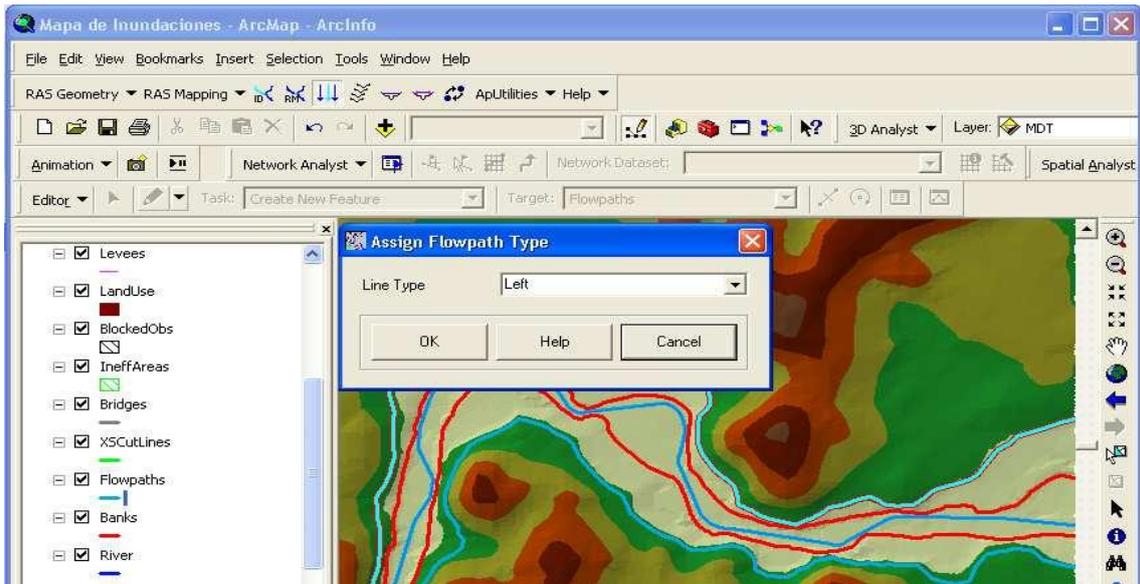


Figura 3.26. Digitalización de la clase elemento trayectorias de flujo.

Una vez etiquetados las rutas de flujo, podemos aperturar la tabla de atributos de la clase de elemento trayectorias de flujo. El campo de tipo de línea (*Line Type*) debe tener los datos para cada fila de todas las trayectorias de flujo, si están etiquetados.

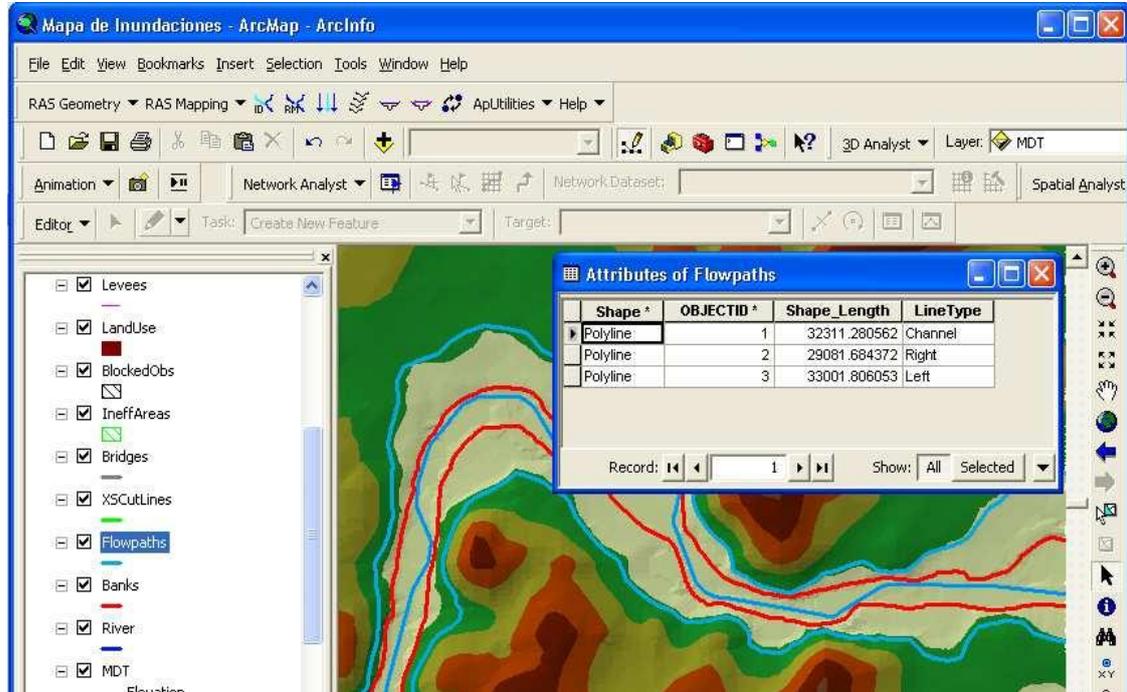


Figura 3.27. Cuadro de atributos de la clase elemento trayectorias de flujo

3.3.6.10.- La creación de secciones transversales.

Las secciones transversales son uno de los insumos clave para HEC-RAS, se utiliza para extraer los datos de elevación del terreno para crear un perfil de suelo a través del flujo del cauce. La intersección de líneas de corte con otras capas RAS como línea central y las líneas de la trayectoria del flujo se utilizan para calcular atributos tales como estaciones de banco (localización de ese cauce por separado de la llanura de inundación), la longitud de alcance intermedio (distancia entre las secciones) y “n” Manning. Por lo tanto, la creación de un número adecuado de las secciones transversales va producir una buena representación del lecho del cauce y planicie de inundación crítica. Algunas directrices deben seguirse en la creación de líneas de corte transversal: (1) que se digitalizan perpendicular a la dirección del flujo, (2) debe abarcar a toda la extensión de la inundación que se modela, y (3) digitalizados siempre de izquierda a derecha (hacia aguas abajo). A pesar de que no es necesario, pero es una buena práctica para mantener una distancia constante entre las secciones transversales., si hay estructuras (puentes o alcantarillas) a lo largo del cauce, se define una sección en el río aguas arriba y aguas abajo de esta estructura.

Para crear líneas de corte transversal (en la clase de elemento *XSCutlines*), elegimos *Create New Feature* en *Task*, y *XSCutlines* en *Target*.

Seguimos las pautas anteriores para digitalizar las secciones transversales con la herramienta de dibujo, asegurándose de que cada sección transversal es lo suficientemente amplia como para cubrir la planicie de inundación. Esto se puede hacer utilizando la herramienta , de perfil de las secciones transversales.

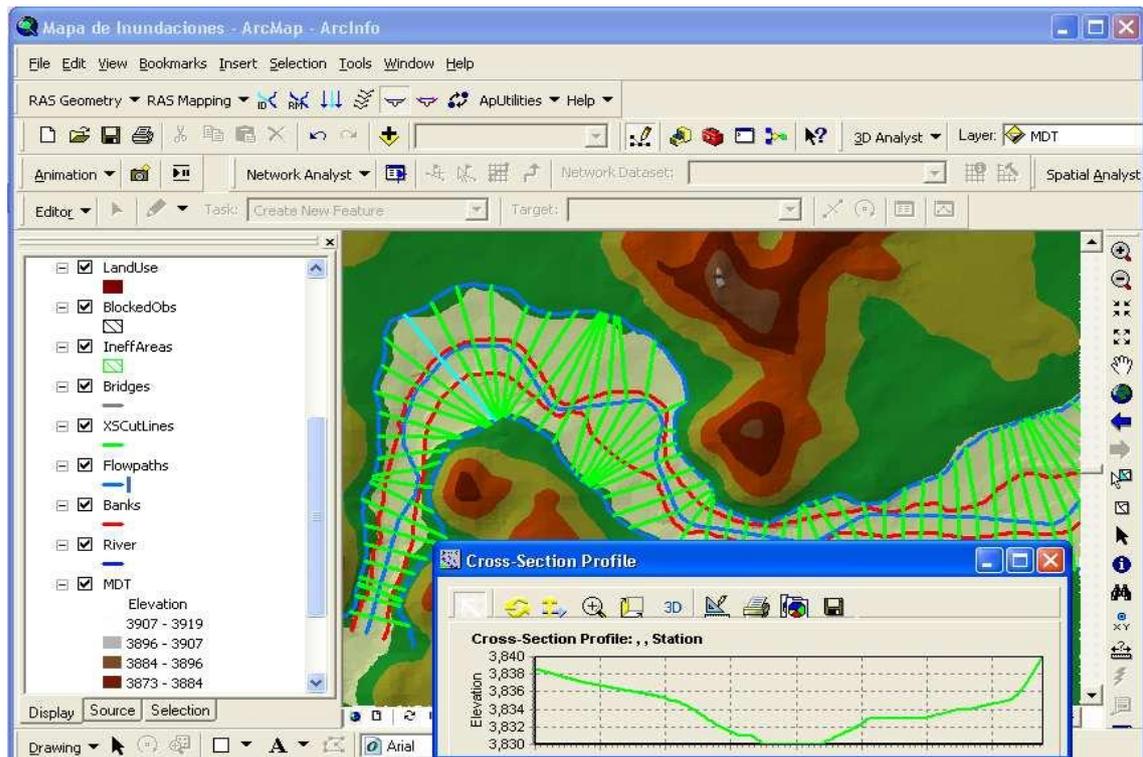


Figura 3.28. Digitalización de secciones transversales.

Luego hacemos clic en *RAS Geometry XS Cut Line Attributes River/Reach Names* corte de línea de atributos del río, seguidamente clic en *RAS Geometry XS Cut Line Attributes Stationing*, Esta herramienta le asignará el número de estación (la distancia de cada sección para el extremo aguas abajo del río) para cada línea de corte transversal. Luego clic en *RAS Geometry XS Cut Line Attributes Bank Stations* confirmar líneas de corte, y los Bancos, y clic en Aceptar.



Figura 3.29. Asignación de estaciones del banco

Esta herramienta asigna estaciones de banco (distancia desde el punto de partida en la línea de corte a la margen izquierda y la derecha, hacia aguas abajo) a cada línea de corte transversal. Finalmente, hacemos clic en *RAS Geometry XS Cut Line Attributes Downstream Reach Lengths*, esta herramienta asigna distancias a la siguiente sección aguas abajo sobre la base de las trayectorias del flujo.

Las líneas de corte transversal son las líneas en 2D, sin información de elevación asociados con ellos (Polilínea). Cuando se utiliza esta herramienta para ver el perfil de la sección transversal, el programa utiliza el terreno subyacente para extraer las elevaciones a lo largo de la línea de corte. Puede convertirse las líneas de corte con atributos de línea en 2D a 3D haciendo clic en *RAS Geometry XS Cut Line Attributes Elevations*, confirmar *XSCutlines*, y *MDT*. La nueva línea 3D se almacena en la clase de elemento *XSCutLines3D*. y clic en *Aceptar*.

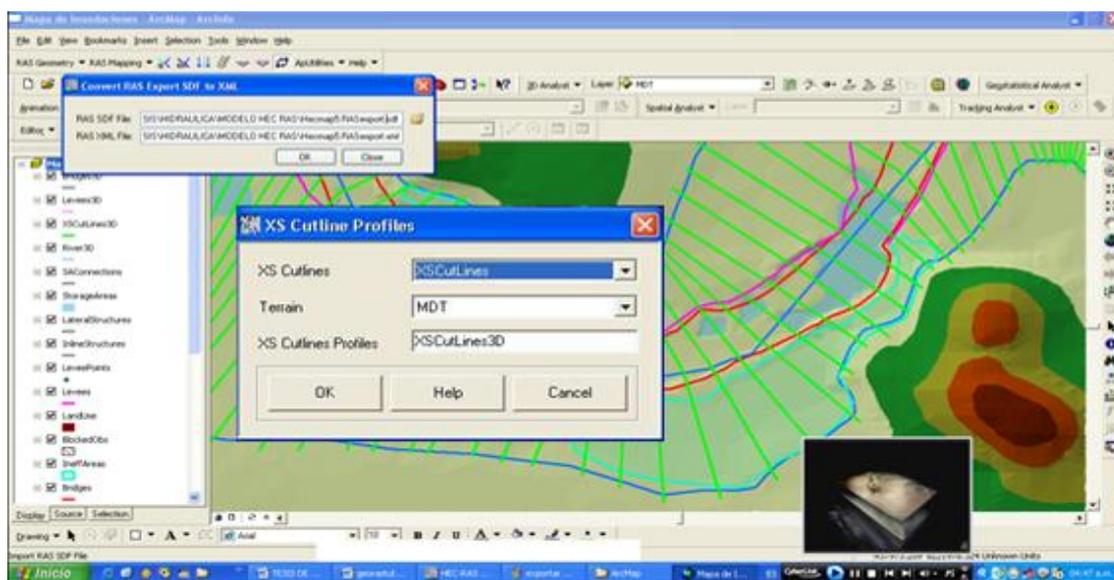


Figura 3.30. Asignación atributos a secciones transversales.

3.3.6.11.- La creación de puentes y alcantarillas.

Después de crear las secciones, el siguiente paso es definir puentes, alcantarillas y otras estructuras a lo largo del río.

Para crear un puente o alcantarilla se trata los mismos criterios utilizados para la creación de secciones transversales. Con el uso de la herramienta de dibujo del

editor, digitalizamos el puente aguas abajo haciendo uso del modelo. Guardar los Cambios y dejar de editar.

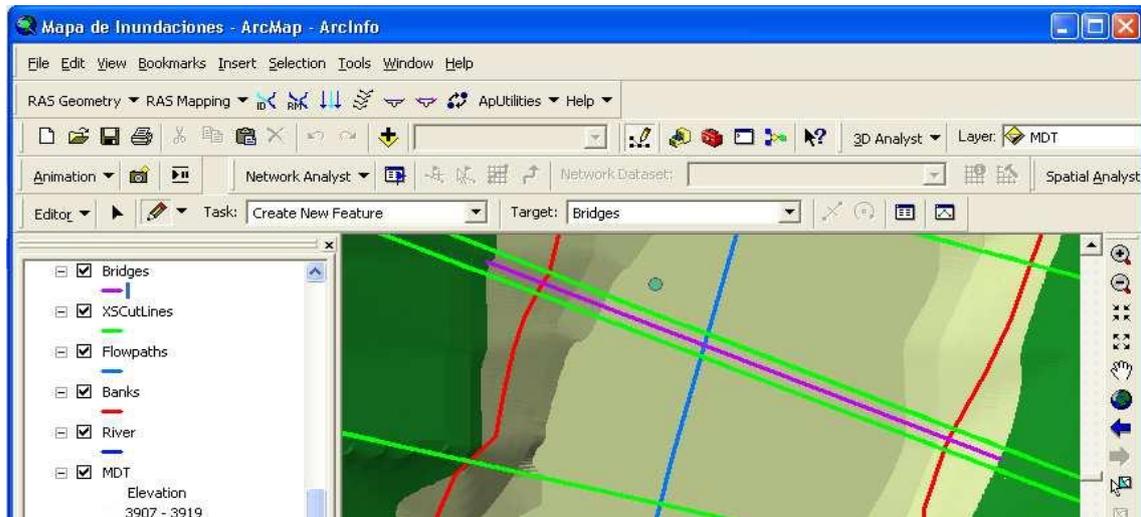


Figura 3.31. Digitalización de puente.

Después de la digitalización del puente, es necesario asignar atributos tales como río, nombre del tramo y número de la estación. Hacemos clic en *RAS Geometry Bridge/Culverts River/Reach Names* para asignar el nombre del río, luego clic en *RAS Geometry Bridge/Culverts Stationing* para asignar números de geometría de la estación. Cierre la tabla de atributos, salvo las modificaciones y detener la edición.

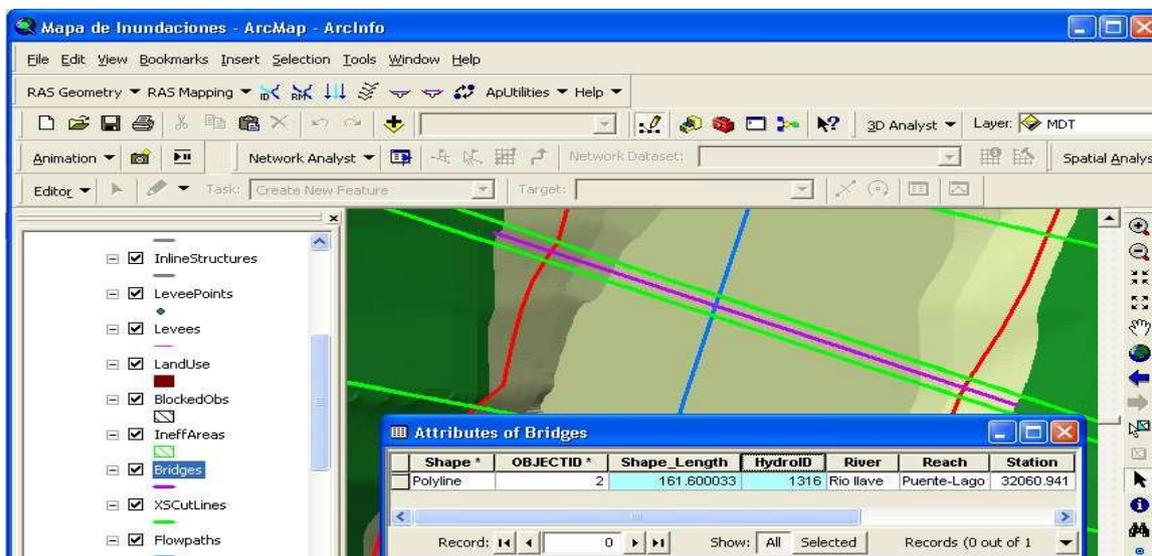


Figura 3.32. Tabla de atributos del puente

Al igual que las secciones transversales, los puentes cuentan con tiendas de clase poli líneas 2D, se puede ver las elevaciones 3D haciendo clic en *RAS Geometry Bridge/Culverts Elevations*, para crear una nueva clase de entidad: Bridges, MDT, Bridges3D de puentes, y Aceptar.



Figura 3.33. Atributos de elevación del puente.

Para extraer la posición y la elevación en los puntos en estas áreas ineficaces se cruzan con las secciones, hacer clic en *RAS Geometry Ineffective Flow Areas Position* deja las clases de función por defecto para IneffectiveAreas, XS Cut Lines, y sin cambios del terreno. La localización de las zonas ineficaces será almacenada en una tabla nueva denominada Ineffective Positions y clic en Aceptar.

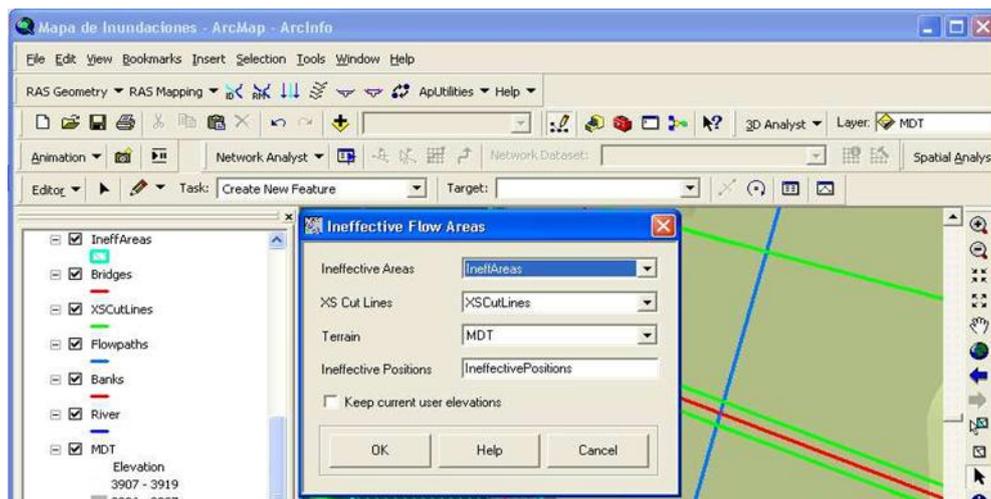


Figura 3.34. Atributos de posición de flujo inefectivo.

3.3.6.12.- Creación de archivo de importación SIG para HEC-RAS.

Para que se pueda importar los datos GIS para crear el archivo de la geometría, se debe crear un archivo de importación, asegurándonos de que estamos exportando las capas. Hacemos clic en *RAS Geometry Layer Setup*, y verificar las capas en cada ficha debe tener la superficie necesaria para la opción MDT.

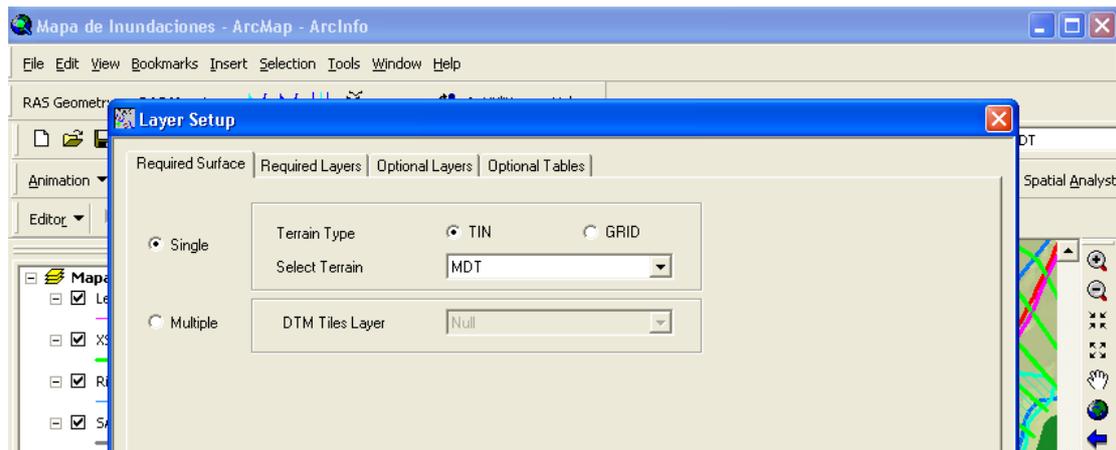


Figura 3.35. Importación requerimiento de superficie.

La necesaria ficha capas debe tener River, XSCutLines y XSCutLines3D para Stream Centerline, XSCut Lines y XSCut Lines Profiles, respectivamente.

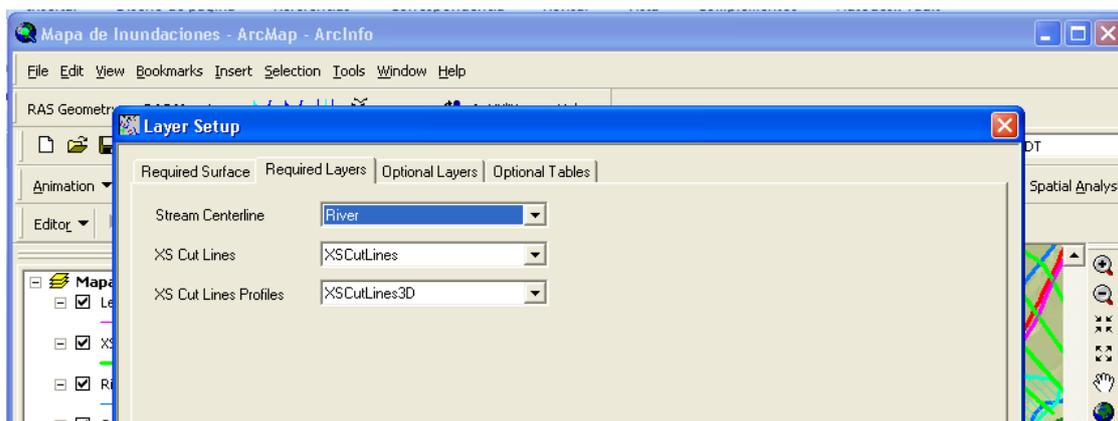


Figura 3.36 Importación requerimiento de capa.

En la ficha opcional capas, asegúrese de que las capas que están vacíos se establecen en *NUL*

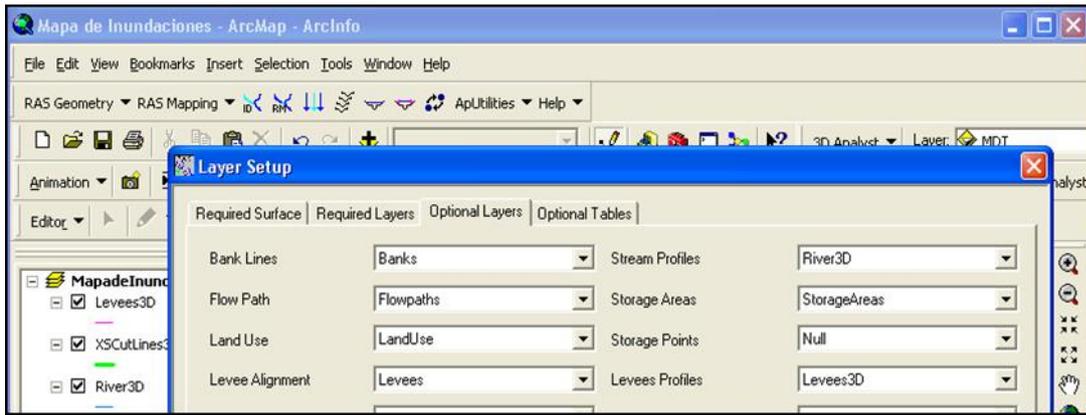


Figura 3.37. Importación de la opción capa.

Por último, compruebe las tablas y haga clic en Aceptar

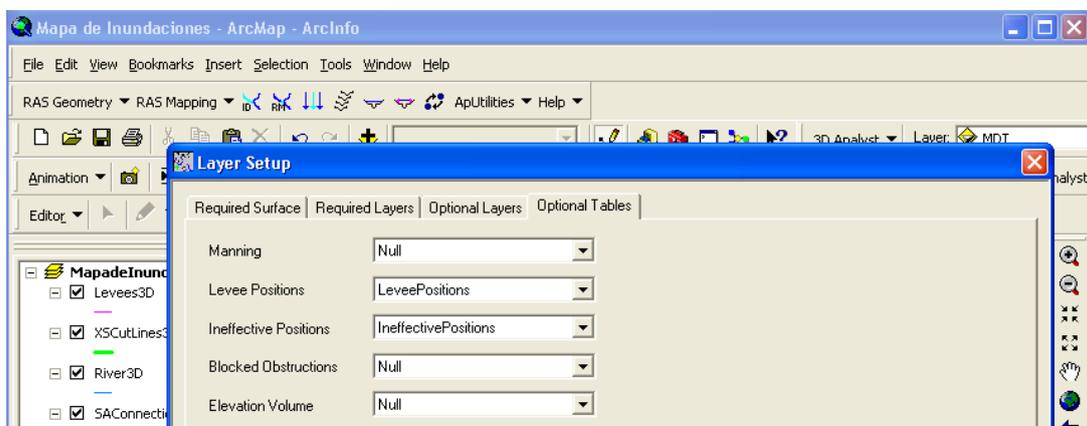


Figura 3.38. Importación de la opción tabla.

Después de verificar todas las capas y las tablas, haga clic en **RAS Geometry Export RAS Data**.



Figura 3.39. Exportación de la geometría del río

Confirmamos la ubicación y el nombre del archivo de exportación (Imp HecRas en este caso), y clic en Aceptar. Este proceso crea dos archivos: ImpHecRas.xml y Imp HecRas.RAS Import.sdf.

3.3.7.- Iniciar HEC-RAS

Al correr el programa ejecutable de HEC-RAS automáticamente obtendrá un grupo nuevo de programa llamado HEC y un icono de programa llamado HEC-RAS, los que deben aparecer en la sección programas del menú de inicio. El usuario también tiene la opción de crear un acceso directo en el escritorio. En tal caso el icono de HEC- RAS tendrá la siguiente apariencia:

3.3.7.1.- Síntesis del manual del usuario:

HEC-RAS es un paquete integrado de programas de análisis hidráulicos en el que el usuario interactúa con el sistema mediante el uso de una Interfase Gráfica de Usuario (IGU). El sistema es capaz de realizar cálculos de perfiles de superficies de agua de flujos estables e inestables y, además, incluye en sus últimas versiones, transporte de sedimentos y varios otros cálculos de diseño hidráulico.

En la terminología de HEC-RAS Proyecto es un conjunto de archivos de datos asociados a un determinado sistema fluvial. El modelador puede realizar cualquiera de los diferentes tipos de análisis que forman parte del paquete de HVEC-RAS en la categoría de proyecto. Los archivos de datos de un proyecto se clasifican como sigue: datos del plan, datos geométricos, datos de flujo estacionario, datos de flujo no estacionario, datos de sedimentos y datos de diseño hidráulico.

Durante el transcurso de un estudio el modelador podrá formular varios Planes. Cada plan representa un conjunto específico de datos geométricos y de flujo. Una vez que los datos básicos han sido introducidos en HEC-RAS el modelador puede formular sus nuevos planes con facilidad. Después de realizar las simulaciones para los diferentes planes se pueden comparar los resultados simultáneamente



HEC RAS 4.1

Figura 3.40 El Icono de HEC-RAS en Windows.

3.3.7.2.- Iniciar HEC-RAS Desde Windows:

Doble clic en el icono HEC-RAS. Si no dispone de un acceso directo en el escritorio, vaya al menú de inicio y seleccione Programas, después HEC, y por último HEC-RAS.

Al iniciar por primera vez HEC-RAS verá la ventana principal como se muestra en la figura 4.4

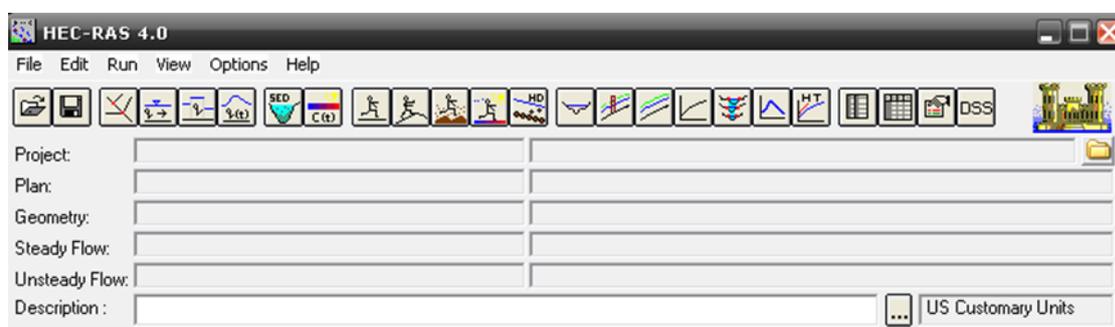


Figura 3.41 Ventana Principal de HEC-RAS.

3.3.7.2.- Archivo geométrico:

Para acceder a la opción del Archivo Geométrico se debe dar clic en el ícono mostrado de la figura, el mismo que se encuentra en el Menú Principal.



Figura 3.42 Icono del Archivo Geométrico.

El archivo geométrico consiste en los datos que establecen la conectividad en el sistema de un río, esto se logra introduciendo las secciones transversales, o interpolaciones de estas, a espacios apropiados que permitan definir la geometría del río.

3.3.7.3.- Importación de datos de la geometría en HEC-RAS.

Para lanzar HEC-RAS hacemos clic en *Inicio Programs HEC - RAS HEC-RAS 4.1*. Guardar proyecto en *File Save Project* en la carpeta de trabajo.

Para importar los datos de SIG en HEC-RAS, ir a editor de datos geométricos *Edit Geometric Data*, hacemos clic en *File Import Geometry Data GIS Format*, y clic en Aceptar.

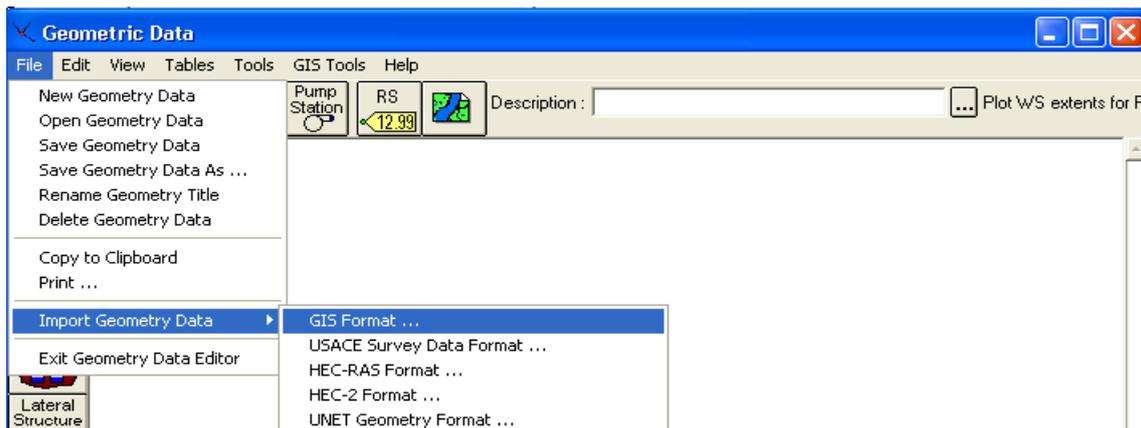


Figura 3.43. Importación de la geometría del río desde HEC-RAS.

Nos aparecerá la siguiente pantalla, donde hemos de elegir entre SI (sistema de unidades internacional) y US (unidades estados unidos).

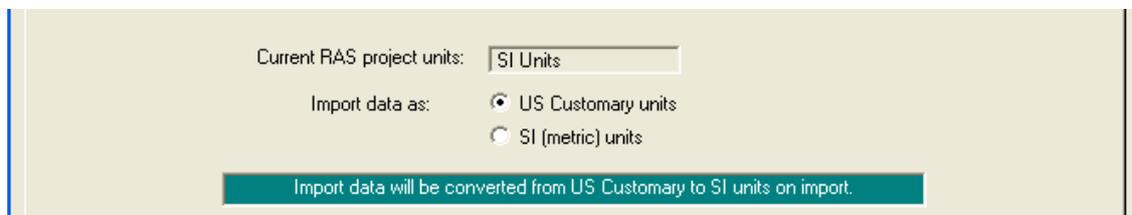


Figura 3.44. Importación de la geometría del río opción unidades.

Confirmar el río / datos tramo - *River/Reach data*, asegurando de que todos los cuadros de importación de líneas se controlan, y clic en siguiente.

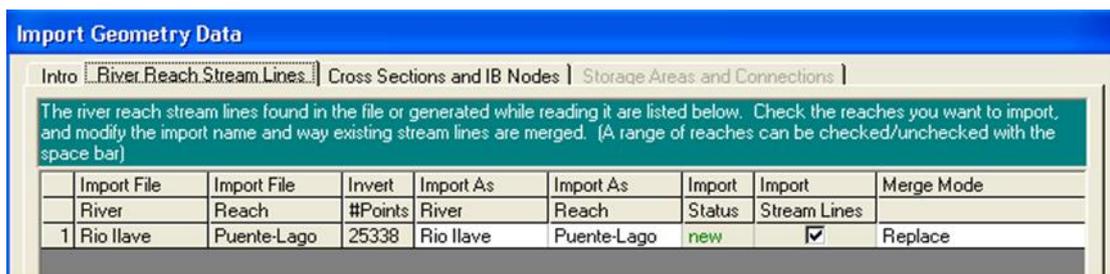


Figura 3.45. Importación de la geometría del río opción líneas.

La última ventana que nos aparece antes de importar la geometría nos permite configurar algunos parámetros como el número de decimales que queremos en las secciones, etc, dejamos todo como está por defecto.

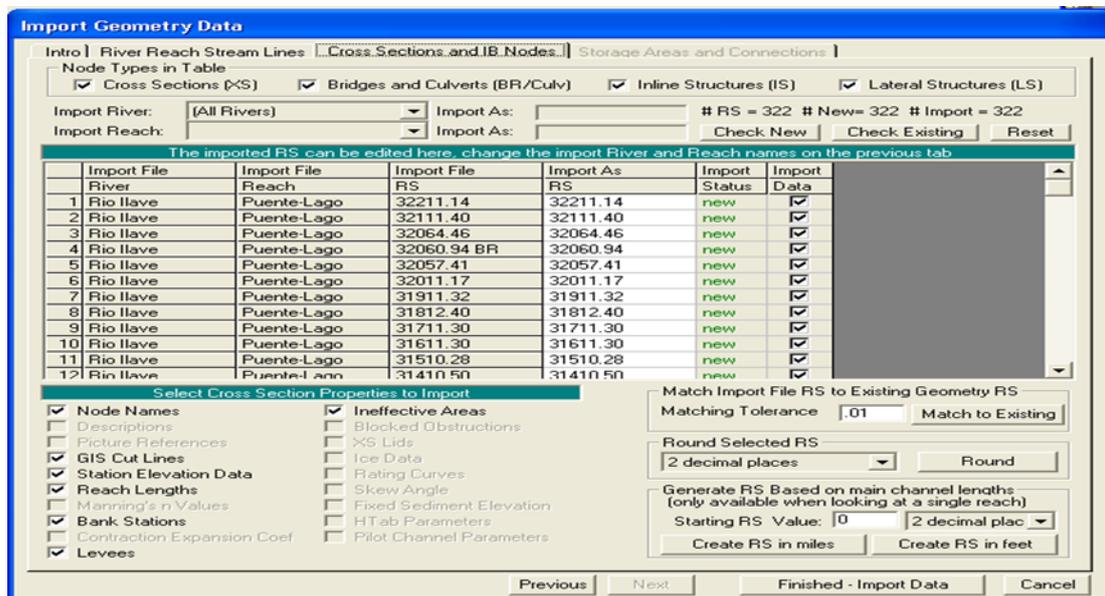


Figura 3.46. Importación de la geometría del río opción secciones.

Dado que no tienen áreas de almacenamiento, hacemos clic en Finalizar e Importación de datos. Los datos serán importados al editor HEC-RAS geométricas, como se muestra a continuación:

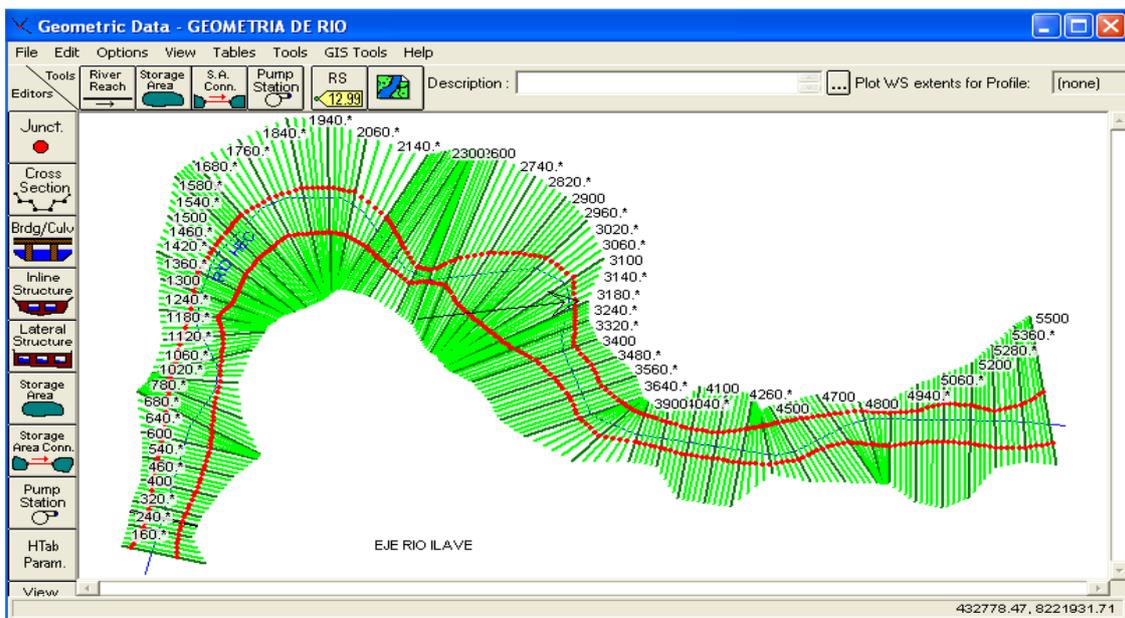


Figura 3.47. Importación de la geometría del río opción secciones.

3.3.7.4.- Sección Transversal:

Una vez que se ha completado el esquema del río, se debe ingresar las secciones transversales, estas secciones definen las condiciones de borde del cauce y están localizadas a intervalos relativamente cortos sobre la longitud del mismo, de tal manera que puedan representar correctamente su desarrollo, sus características físicas, geométricas e hidráulicas. Las secciones transversales pueden diferir en la distancia entre sí mismas, la forma, la rugosidad y otras propiedades.



Figura 3.48 Nueva sección transversal.

NOTA: *Habrá que tener en cuenta que en HEC-RAS la numeración irá aumentando desde aguas abajo hacia aguas arriba.*

En la ventana referente a las características de la sección, primeramente nos encontramos con dos columnas, la primera columna, **Satino**, mide la distancia desde el margen izquierdo, en la segunda columna, **Elevación**, la cota del fondo del cauce en ese punto. En la misma ventana encontramos el apartado **Downstream Reach Lengths**, donde indicaremos las distancias desde esta sección a la inmediata siguiente aguas abajo, tanto desde **LOB**, distancia entre márgenes izquierdas, **ROB**, distancias entre márgenes derechas, y **Cannel**, distancia a lo largo del centro del canal. Podemos encontrar también otro apartado referente a la acotación del canal principal, **Maine Cannel Banks Stations**, estos puntos definen la parte de la sección que puede considerarse como canal principal, considerando el resto de la sección como llanura de inundación. A su mismo podremos asignar coeficientes de rugosidad de Manning a las paredes y centro del cauce, como también insertar los coeficientes de

contracción y expansión según HEC-RAS en los apartados **Manning's n Values** y **Cont/Exp Coefficient (steady Flow)** respectivamente, como muestra la siguiente figura.

Además, las secciones transversales deben tener previamente las abscisas de los Banks definidos. Los Banks indican las márgenes del cauce del río., las secciones transversales para nuestro trabajo de investigación son de la progresiva 0+0100 a 5+500 en total habrá 275 secciones a cada 20m esto es un trabajo muy laborioso en donde nos apoyamos de las programas como Auto Cat civil 3D y SIG, gracias a estas programas tenemos los datos de toda las secciones transversales y los Banks Statins de LOB izquierdo y LOB derecho y el CHANNEL calculados a partir de Las secciones transversales se introducen mediante un sistema de coordenadas especiales. Para cada sección las abscisas son relativas, con el origen dentro de la misma sección, mientras que las ordenadas son absolutas para todo el sistema, ya sean estas las elevaciones reales en metros sobre el nivel del mar de cada punto tomado o, tengan un origen en el punto más bajo de la última sección aguas abajo.

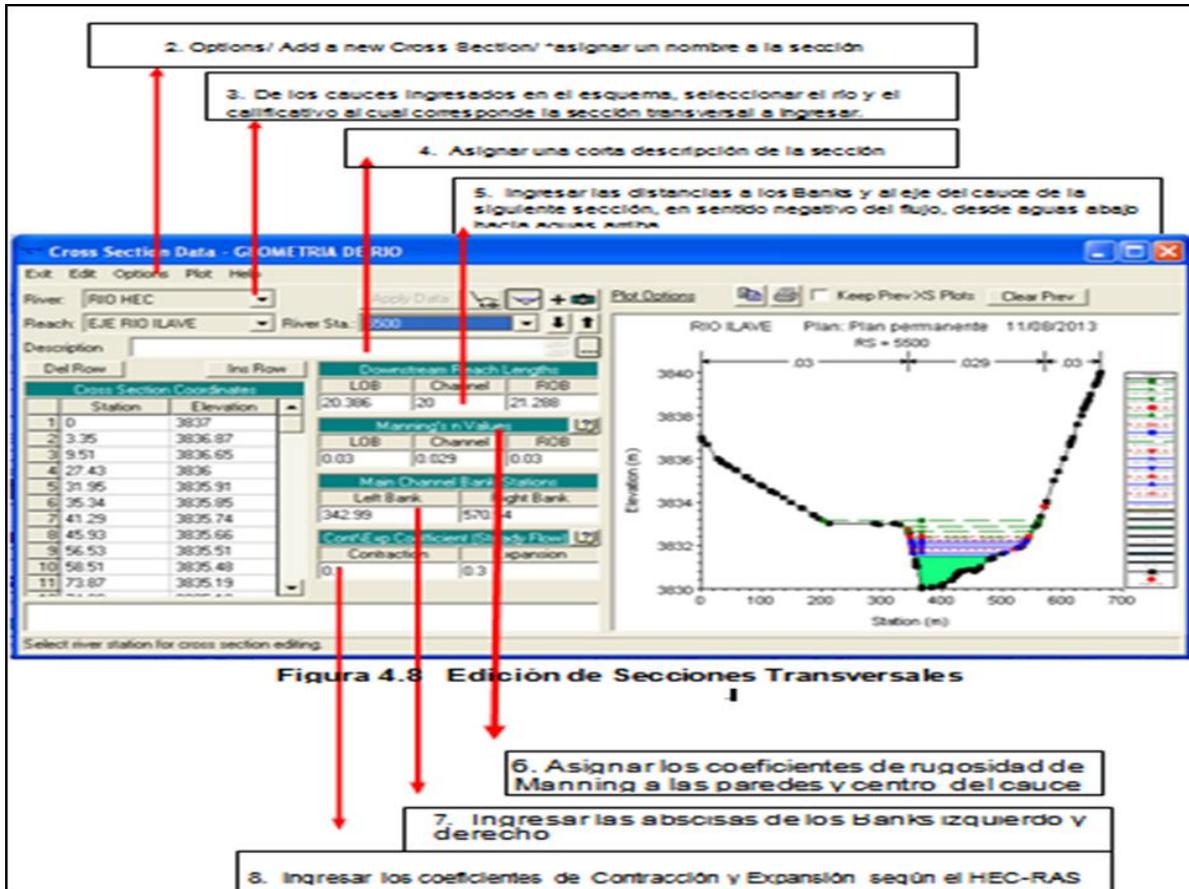


Figura 4.8 Edición de Secciones Transversales

Figura 3.49. Edición de secciones Transversales

Para insertar las condiciones de contracción y expansión vemos la tabla 3.1

	Contracción	Expansión
Sin pérdidas por Transición	0.0	0.0
Transiciones Graduales	0.1	0.3
Secciones Típicas de Puentes	0.3	0.5
Transiciones Abruptas	0.6	0.8

Tabla 3.1 Coeficientes de Contracción y Expansión según el HEC-RAS:

Alcantarillas.- En el presente estudio solo se tiene el puente antiguo como alcantarilla lo cual se introducen en la ventana. En Bridge/Culvert  , botón de edición y seleccionamos el puente antiguo colonial (reconstruido) en el tramo inferior del rio llave.

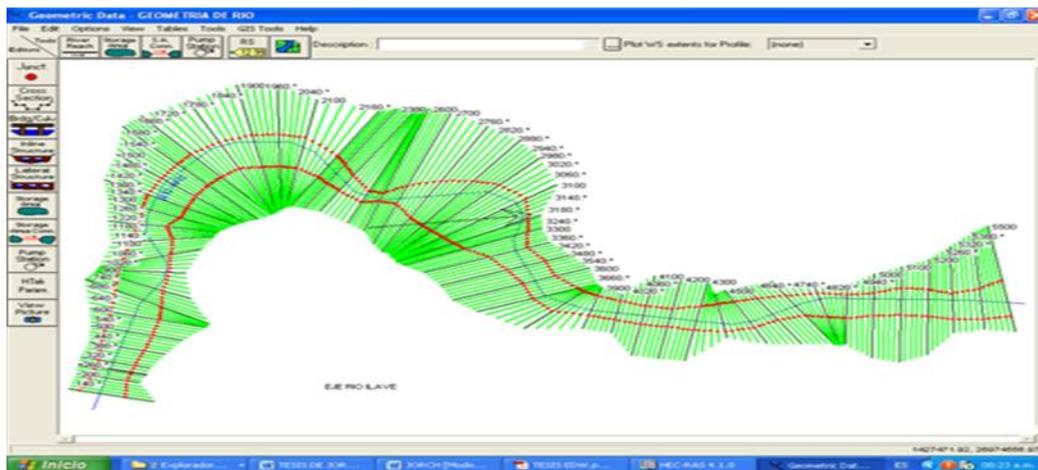


Figura 3.50. Editor de datos de alcantarillas

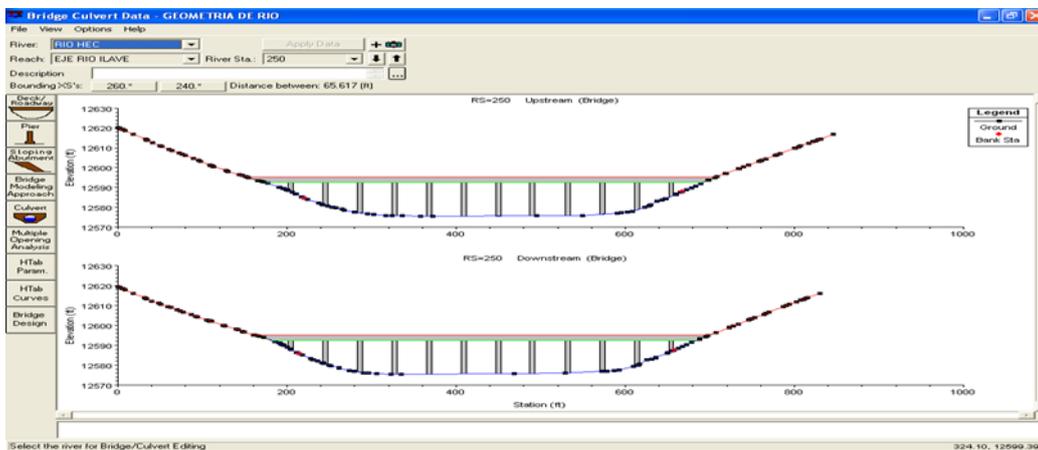


Figura 3.51. Editor de datos de estructuras y pilares

Una vez seleccionado la ventana *Deck / Roadway* editor de cubierta aparecerá inmediatamente la figura

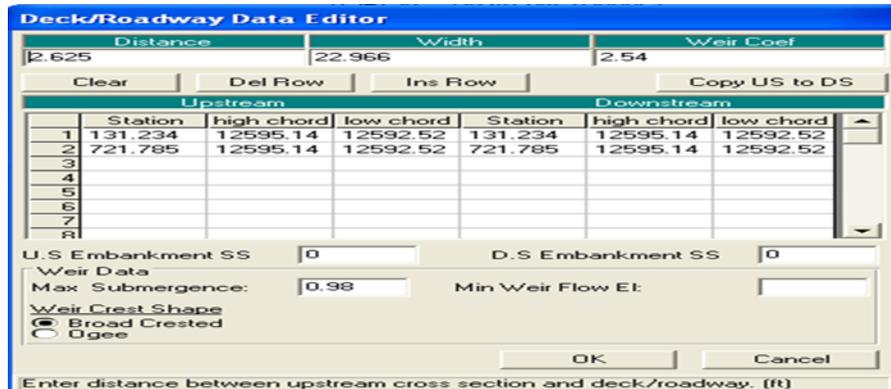


Figura 3.52. Editor de datos de estructuras

Una vez seleccionado la ventana *Pier, Sloping Abutment* editor de pilares y estribos aparecerá inmediatamente la figura

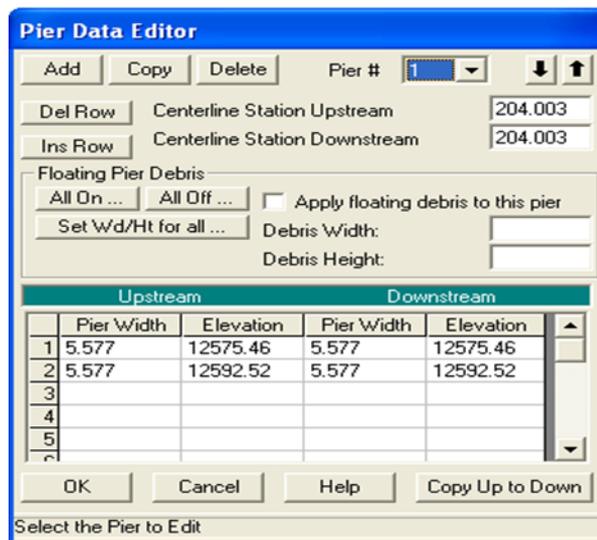


Figura 3.53. Editor de datos de pilares

3.3.7.5.- Corrida de prueba con flujo permanente.

Para comprobar que el modelo funciona apropiadamente se debe realizar una corrida de prueba con variables hidráulicas únicamente.



Para desplegar el Editor de Flujo Permanente hacer clic en el ícono

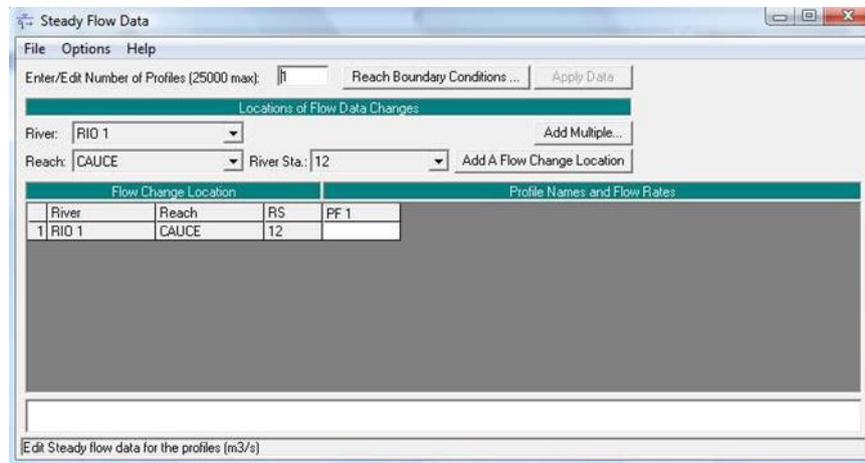


Figura 3.54 Ventana del Editor de Flujo Permanente

Para nuestro trabajo de investigación tenemos 5 años de periodos de retorno en donde se muestra en la siguiente figura



Luego se se aprecia la siguiente figura:

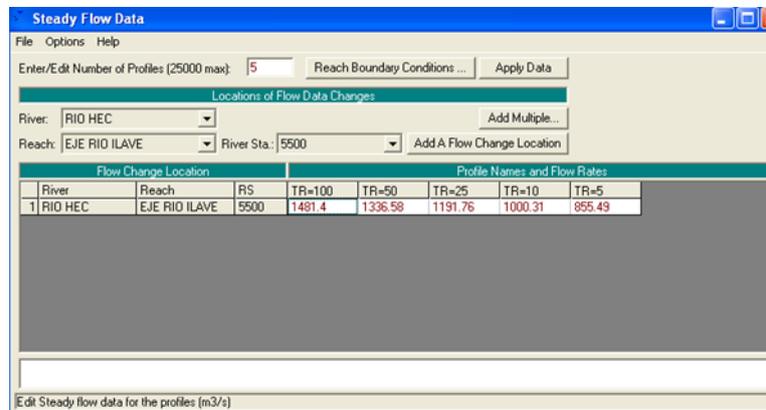


Figura 3.55 Ventada editor de datos permanente

Crear un Archivo de Flujo Permanente, hacer clic en File/ New Flow Data y asignar un nombre al archivo, para nuestro trabajo de investigación tendrá nombre de régimen permanente.

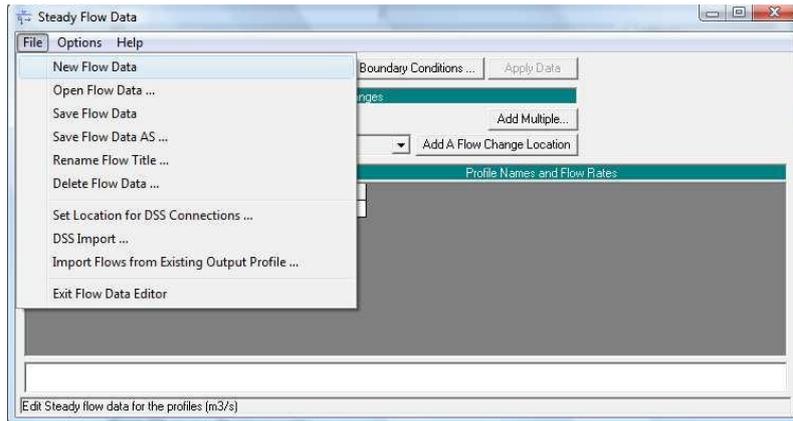


Figura 3.56 Crear un Archivo de Flujo Permanente

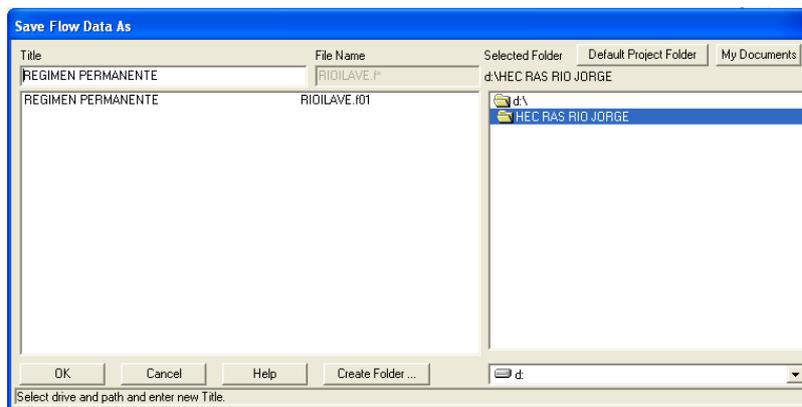


Figura 3.57 Nombrar un Archivo de régimen Permanente

Cálculo de la pendiente de aguas arriba

Sección 100

Cross Section Coordinates		
	Station	Elevation
27	60.52	3834.01
28	61.61	3834
29	63.32	3833.97
30	64.4	3833.95
31	65.04	3833.94
32	67.76	3833.9
33	83.25	3833.63
34	113.29	3833.02
35	116.11	3833.01
36	117.61	3833.01
37	178.37	3833.46

sección 200

Cross Section Coordinates		
	Station	Elevation
37	68.52	3834.58
38	70.23	3834
39	72.65	3833.32
40	73.47	3833.27
41	74.82	3831.9
42	77.29	3831.8
43	78.96	3831.9
44	171.43	3833.35
45	179.64	3834
46	180.02	3834.13
47	182.96	3835

Entonces:

$$S = (\text{cota (min) sección 100} - \text{cota mínima de sección 200})/100$$

$$S = 0.0121$$

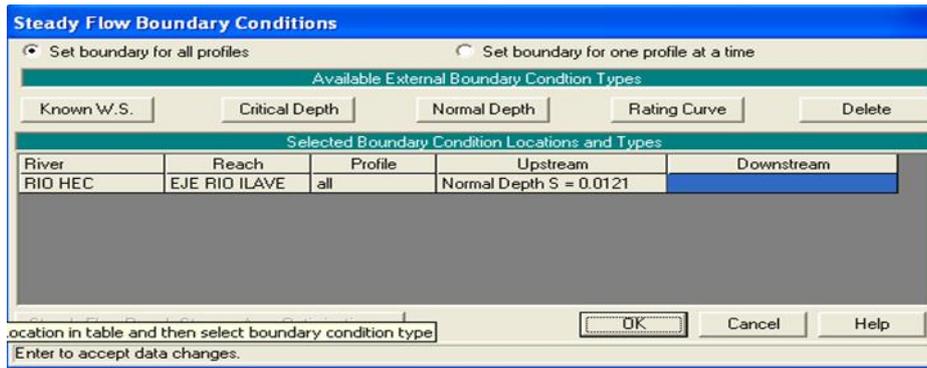


Figura 3.58 Condiciones de Borde del Archivo de Flujo Permanente

Para desplegar el editor del plan de análisis de flujo permanente hacer clic en el

ícono Seleccionar el tipo de flujo Mixto



Figura 3.59 Plan de Análisis de Flujo Permanente

Hacer clic en la pestaña COMPUTE

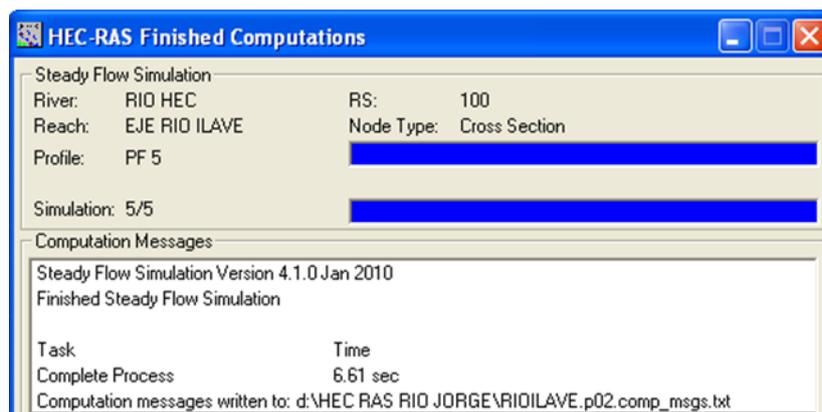


Figura 3.83: Finalizando el cálculo

3.3.7.6.- Secciones transversales.

En esta sección se mostrarán las gráficas que contienen los perfiles hidráulicos calculados por el modelo, visualizados en cada una de las Secciones

Transversales analizadas en el Sistema Hídrico, aplicados a cada uno de los periodos de retorno.

El punto de control seleccionado, a través de la progresivas 5+500 km, nos permite mostrar la capacidad de carga en dicha sección transversal (*figura N° 3.60*), mostrándose así también las características principales que registran las mismas secciones a través del todo tramo del rio.

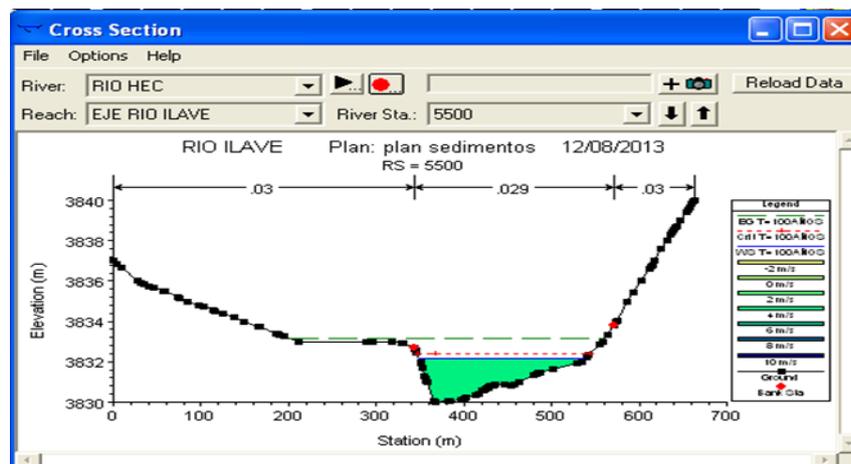


Figura 3.60. Sección transversal del rio llave.

En esta sección se muestra que para un período de retorno de 100 años, la superficie de agua supera el nivel de la banca en ambos márgenes, la velocidad de flujo es mayor en el centro del cauce y a cierta distancia del fondo del lecho, lo que también está relacionado con la rugosidad del cauce y de la llanura de inundación, a mayor rugosidad menor velocidad del flujo. Para un período de retorno

de 100 años se tiene una velocidad de 4.3m/s, el cual es un valor alto lo que implica una alta capacidad de erosión y arrastre de sedimentos, para el caso de la velocidad de 1.0 m/s tiene un menor poder erosivo y de arrastre.

Plan: plan permanente		RIO HEC	EJE RIO ILAVE	RS: 5500	Profile: TR=100AÑOS
		Left OB	Channel	Right OB	
E.G. Elev (m)	3833.77				
Vel Head (m)	1.25				
W.S. Elev (m)	3832.53	20.39	0.029	21.29	
Crit W.S. (m)	3832.82				
E.G. Slope (m/m)	0.012102				
Q Total (m3/s)	1481.40		1481.40		
Top Width (m)	201.11		201.11		
Vel Total (m/s)	4.94		4.94		
Max Chl Dpth (m)	2.53		1.49		
Conv. Total (m3/s)	13466.2		13466.2		
Length Wtd. (m)	20.00		201.30		
Min Ch EI (m)	3830.00		176.63		
Alpha	1.00	31763.14	0.00	0.00	
Frctn Loss (m)		210.75	1739.76	171.38	
C & E Loss (m)		317.57	922.01	230.24	

Figura 3.61. Características hidráulicas del flujo de agua.

En la *figura 3.61*, se observa los resultados de las características de flujo de agua para la progresiva 5+500 km, donde para el tirante crítico (y_c) se calcula

Como:

$$Y_c = \text{Cric W.S.} - \text{Minh El} = 3832.53 - 3830.00 = 2.53\text{m}$$

$$y_c = 2.53 \text{ m}$$

También se puede observar las secciones transversales en perspectiva tridimensional como en la *figura 3.86*.

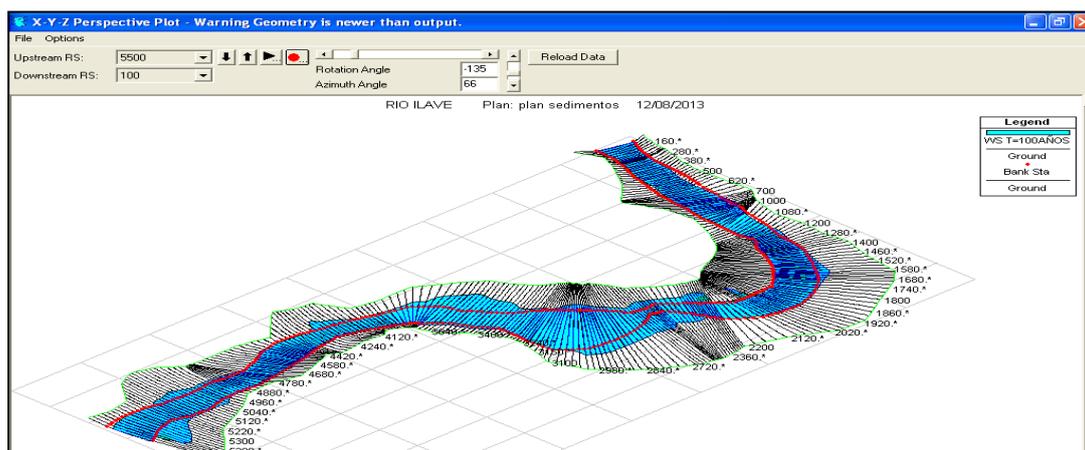


Figura 3.62. Perspectiva tridimensional del puente antiguo (reconstruido).

Esta vista tridimensional permite observar el tramo comprendido entre las secciones transversales cercanas al puente antiguo colonial (reconstruido) con sus correspondientes niveles de agua para el períodos de retorno de 100 años, es muy útil en cuanto proporciona una mirada general del comportamiento del río, su limitación radica en que solo interpreta la topografía de la sección, en caso de tener una extensión mayor de las secciones permitiría delimitar de manera más precisa hasta qué punto llega la superficie de flujo es entonces a mayor año de duración mayor es el caudal como se ha observado en el presente trabajo de investigación..

3.3.7.7.- Perfiles hidráulicos.

En esta sección se incluyen los perfiles hidráulicos calculados por el modelo, graficados a lo largo de las longitudes de cada tramo del río para los diferentes periodos de retorno.

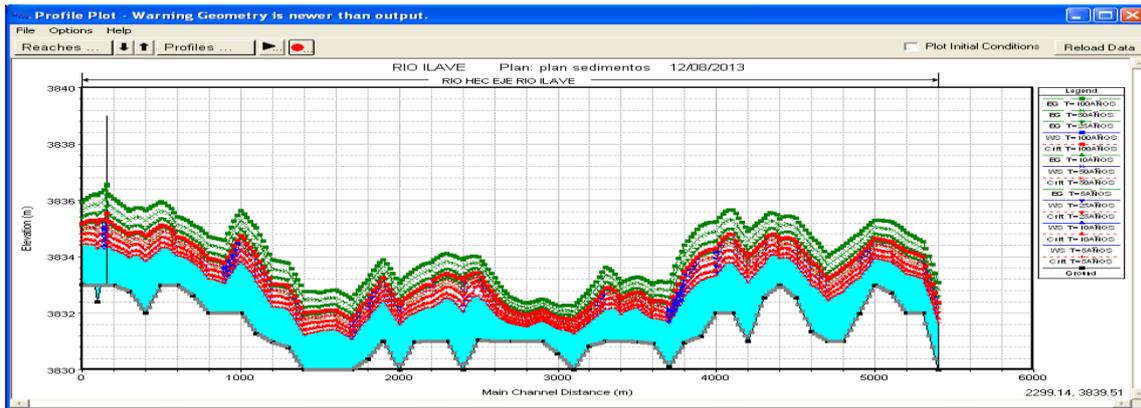


Figura 3.63. Perfil hidráulico del rio Ilave para $Tr=100$ Años.

3.3.7.8.- Resumen de parámetros hidráulicos.

Otro de los resultados importantes que se obtienen con el programa HEC-RAS son las tablas en detalle, donde se observa un resumen de los parámetros hidráulicos de cada una de las secciones, como por ejemplos el caudal transitado para cada período de retorno, la elevación de fondo, la elevación, altura crítica, elevación de la línea de energía, área mojada, rugosidad y otros, ver figura 3.64

Profile Output Table - Standard Table 1											
HEC-RAS Plan: plan permanente River: RIO HEC Reach: EJE RIO ILAVE Profile: TR=100AÑOS											
Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE RIO ILAVE	5500	1481.40	3830.00	3832.53	3832.82	3833.77	0.012102	4.94	299.59	201.11	1.29
EJE RIO ILAVE	5480.*	1481.40	3830.40	3833.26	3833.26	3833.99	0.005411	3.79	406.72	355.13	0.90
EJE RIO ILAVE	5460.*	1481.40	3830.80	3833.58	3833.58	3834.25	0.004982	3.70	434.34	367.23	0.86
EJE RIO ILAVE	5440.*	1481.40	3831.21	3833.86	3833.86	3834.50	0.004786	3.65	452.78	375.90	0.85
EJE RIO ILAVE	5420.*	1481.40	3831.61	3834.11	3834.11	3834.73	0.004791	3.65	462.67	381.33	0.85
EJE RIO ILAVE	5400	1481.40	3832.01	3834.34	3834.34	3834.96	0.004876	3.66	468.97	385.41	0.85
EJE RIO ILAVE	5380.*	1481.40	3832.01	3834.41	3834.41	3835.03	0.004802	3.70	463.25	372.21	0.85
EJE RIO ILAVE	5360.*	1481.40	3832.01	3834.46	3834.46	3835.12	0.004826	3.77	453.38	358.02	0.86
EJE RIO ILAVE	5340.*	1481.40	3832.00	3834.53	3834.53	3835.20	0.004744	3.81	447.45	344.46	0.85
EJE RIO ILAVE	5320.*	1481.40	3832.00	3834.57	3834.57	3835.28	0.004838	3.90	435.54	328.68	0.86
EJE RIO ILAVE	5300	1481.40	3832.00	3834.61	3834.61	3835.36	0.005004	4.01	421.24	308.23	0.88
EJE RIO ILAVE	5280.*	1481.40	3832.14	3834.72	3834.72	3835.50	0.005045	4.04	411.21	295.67	0.89
EJE RIO ILAVE	5260.*	1481.40	3832.29	3834.82	3834.82	3835.61	0.005004	4.04	405.59	287.38	0.88
EJE RIO ILAVE	5240.*	1481.40	3832.43	3834.90	3834.90	3835.71	0.005134	4.07	396.90	278.40	0.89
EJE RIO ILAVE	5220.*	1481.40	3832.58	3834.95	3834.95	3835.79	0.005405	4.12	388.10	268.91	0.91
EJE RIO ILAVE	5200	1481.40	3832.72	3835.02	3835.02	3835.83	0.005402	4.09	395.03	275.05	0.91
EJE RIO ILAVE	5180.*	1481.40	3832.78	3835.03	3835.03	3835.83	0.005436	4.08	395.79	274.60	0.91
EJE RIO ILAVE	5160.*	1481.40	3832.83	3835.04	3835.04	3835.84	0.005438	4.07	398.00	276.93	0.91
EJE RIO ILAVE	5140.*	1481.40	3832.88	3835.04	3835.04	3835.84	0.005493	4.08	399.42	279.88	0.92
EJE RIO ILAVE	5120.*	1481.40	3832.94	3835.06	3835.06	3835.84	0.005384	4.04	406.35	288.31	0.91
EJE RIO ILAVE	5100	1481.40	3832.99	3835.05	3835.05	3835.84	0.005586	4.07	406.13	297.08	0.92
EJE RIO ILAVE	5080.*	1481.40	3832.79	3834.94	3834.97	3835.76	0.005664	4.16	396.80	293.66	0.93
EJE RIO ILAVE	5060.*	1481.40	3832.59	3834.91	3834.91	3835.68	0.004863	4.02	416.65	305.14	0.87
EJE RIO ILAVE	5040.*	1481.40	3832.39	3834.80	3834.80	3835.58	0.004853	4.07	412.08	294.46	0.87
EJE RIO ILAVE	5020.*	1481.40	3832.18	3834.69	3834.69	3835.49	0.004809	4.11	408.25	282.51	0.87
EJE RIO ILAVE	5000	1481.40	3831.98	3834.55	3834.57	3835.39	0.004943	4.20	398.31	267.30	0.89
EJE RIO ILAVE	4980.*	1481.40	3831.78	3834.51	3834.51	3835.38	0.004994	4.24	388.45	250.92	0.89
EJE RIO ILAVE	4960.*	1481.40	3831.59	3834.40	3834.40	3835.33	0.005507	4.38	367.39	224.89	0.93
EJE RIO ILAVE	4940.*	1481.40	3831.39	3834.27	3834.27	3835.26	0.006050	4.51	350.84	203.43	0.97
EJE RIO ILAVE	4920.*	1481.40	3831.20	3834.10	3834.10	3835.18	0.007020	4.70	329.84	182.30	1.04
EJE RIO ILAVE	4900	1481.40	3831.00	3833.98	3833.98	3835.09	0.007397	4.74	321.48	170.80	1.06
EJE RIO ILAVE	4880.*	1481.40	3831.00	3833.93	3833.93	3835.00	0.007005	4.66	327.79	172.02	1.04
EJE RIO ILAVE	4860.*	1481.40	3831.00	3833.91	3833.91	3834.92	0.006465	4.53	337.32	174.14	1.00
EJE RIO ILAVE	4840.*	1481.40	3831.00	3833.85	3833.85	3834.84	0.006289	4.49	340.91	174.78	0.99

Figura 3.64. Tabla resumen de parámetros hidráulicos.

En el régimen supercrítico ($NF > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. El flujo subcrítico ($NF < 1$) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad, caso que se presenta en el tramo estudiado. El flujo crítico ($NF = 1$) es un dato teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico. Como se puede apreciar el modelo no presenta comportamientos que alteren el flujo, los resultados están dentro de los valores esperados para las condiciones ingresadas y no presentan picos que hagan sospechar un error en la representación numérica del caso por lo que se prosigue a modelar la geometría para Flujo no permanente y Transporte de Sedimentos.

3.3.8.- Archivo de flujo no permanente:

Aquí se muestra cómo calcular los perfiles de flujo no estacionario de la superficie de agua. Explicamos ahora cómo introducir datos de flujo no permanente y condiciones de borde y describe cómo desarrollar un plan y realizar los cálculos.

3.3.8.1.- Introducción y Edición de Datos de Flujo No Permanente:

Una vez que todos los datos geométricos se introducen, el diseñador puede introducir cualquier dato de flujo no permanente, que son obligatorios. Para abrir el editor de datos de flujo no permanente, seleccione **Datos de Flujo no Permanente** en el menú Editar, en el HEC-RAS ventana principal. Los datos de flujo no permanente del editor deben aparecer como se muestra en la Figura 4.10

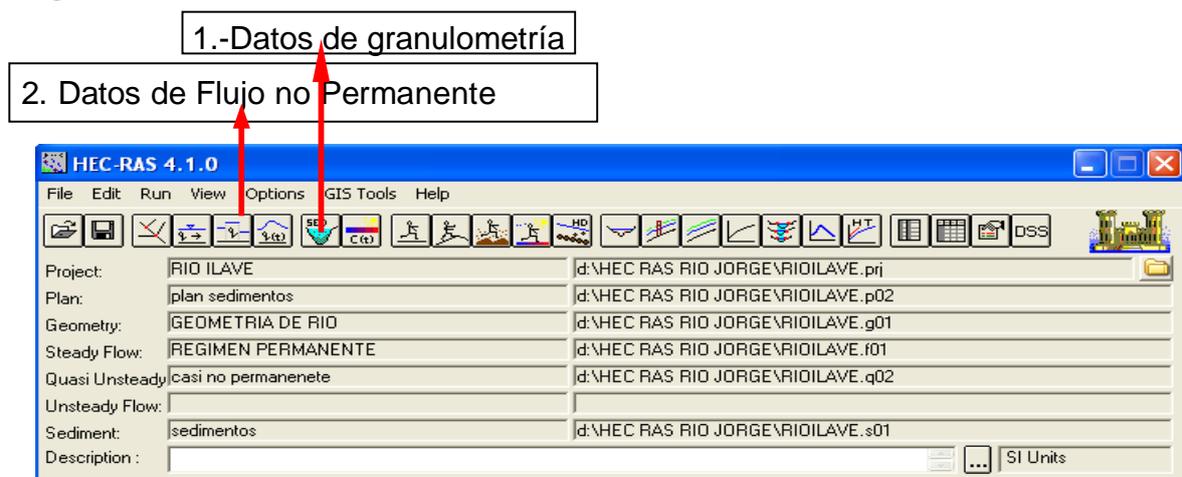


Figura 3.65 Ventana Principal de HEC-RAS con Datos para Flujo no permanente

3.3.8.2.- Análisis transporte de sedimentos

Si observamos el cuadro de dialogo que aparece a continuación, observamos que los elementos necesarios para realizar con Hec-Ras un correcto análisis de sedimentos son cuatro: Un plan de análisis de sedimentos, archivo geométrico, archivo de flujo Quasi no permanente y archivo de sedimentos.

A continuación se detallan las peculiaridades en la creación de cada uno de estos archivos.

Antes de realizar el análisis de transporte de sedimentos, se recomienda primero realizar algunas modelaciones en flujo permanente como forma de calibrar el comportamiento hidráulico del río, resolviendo de esta forma cualquier problema que pudiera presentar el flujo, adquiriendo así un modelo hidráulico consistente antes de introducir la variable sedimentos en el mismo.



3.3.8.2.- Archivo de sedimentos

El editor del archivo de sedimentos está compuesto por dos elementos principales, condiciones iniciales y parámetros de transporte por un lado y condiciones de contorno por otro. Dentro de las condiciones iniciales y parámetros de transporte podemos encontrar dos zonas bien diferenciadas, en la zona superior podemos encontrar hasta seis campos diferenciados en nombre, tramo, función de transporte, método de clasificación, método de velocidad de caída y volumen de control de sedimentos. Mientras en la zona inferior podemos encontrar la granulometría definida para cada sección.

3.3.8.3.- Condiciones iniciales y parámetros de transporte

3.3.8.4.- Función de transporte

Podemos seleccionar según característica de sedimento la función más apropiada para la modelización entre las siguientes:

- Ackers & White (1973)
- Engelund & Hansen (1967)
- Copeland's from Laursen (1968,1989)

- Meyer, Peter & Müller (1948)
- Toffaleti (1968)
- Yang (1973,1984)
- Wilcock (2001)

3.3.8.4.1.- Meyer-Peter y Müller.

La ecuación de Meyer-Peter Müller (MPM 1948) fue una de las primeras ecuaciones desarrolladas y es aún una de las más utilizadas. Es una simple relación de exceso de esfuerzo cortante. Es estrictamente una ecuación de carga del lecho desarrollada con experimentos de aforación para arena y grava bajo condiciones de lecho plano. La mayoría de los datos fueron desarrollados utilizando sustratos uniformes de grava. MPM es mayormente exitosa en el rango de las gravas. Esta función tiende a subestimar el transporte de materiales finos y es el método que utilizaremos para hallar el transporte de sedimentos para nuestro trabajo de investigación

Datos

Requeridos:

Temperatura	T
Viscosidad Cinemática	v
Calado	D
Pendiente	S
Diámetro medio de la partícula	dsi
Diámetro máximo de la partícula	d50
Velocidad media	V
Caudal	Q
Densidad del agua	Yw
Ancho del canal	B
Gravedad específica del sedimento	S

Constantes

Gravedad: $g = 9.8m/s^2$

Solución

Velocidad de corte

$$u = (g \cdot D \cdot S)^{1/2} \dots \dots \dots (3-24)$$

Número de Reynolds

$$RS = (u \cdot d_{90}) / \nu \dots \dots \dots (3-25)$$

Coefficiente de Schlichting:

$$BCoeff = \begin{cases} 5.5 + 2.5 \cdot (\ln(RS)) & \text{Si } RS \leq 5 \\ |0.297918 + 24.8666 \cdot \text{Log}(RS) - 22.9885(\text{log}(RS))^2 + 8.5199 \cdot (\text{log}(RS))^3 - 1.10752 \cdot (\text{log}(RS))^4| & \text{Si } 5 < RS \leq 70 \end{cases}$$

8.5 Otros.....(3-26)

Factor de fricción debido a las partículas.

$$f' = [(2.82843 / (BCoeff - 3.75 + 2.5 \ln(2 \cdot (D/d_{90})))]^2 \dots \dots (3-27)$$

Relación de Rugosidad de Nikaradse:

$$RKR = ((f'/8)^{1/2}) \cdot (V / (g \cdot D \cdot S)^{1/2}) \dots \dots \dots (3-28)$$

Caudal Sólido:

$$gs = ([((RKR)^{3/2}) \cdot Yw \cdot D \cdot S - 0.047 \cdot (Yw \cdot S - Yw) \cdot d_{Si}] / (0.25 \cdot ((Yw/g)^{1/3}) \cdot ((Yw \cdot S - Yw) / (Yw \cdot S))^{2/3})^{3/2} \cdot B \dots \dots (3-29)$$

Caudal Sólido ton/día:

$$GS = gs \cdot (86400 / 2000) \dots \dots \dots (3-30)$$

3.3.8.4.2.- Método de clasificación

Se ha de seleccionar un método de clasificación, que hace referencia al espesor del lecho móvil y su seguimiento vertical. Hec-Ras nos deja elegir entre:

- ✓ **Exner 5:** Modelo con tres capas, que incluye la capacidad de formar un estrato que limite la erosión del material, en aquellas profundidades

que por la existencia de material más resistente se produzca un armado de lecho natural.

- ✓ **Active Layer:** Representa la simplificación de un lecho con dos capas, con esta opción el espesor de la capa activa es igual al diámetro d_{90} de la capa, siendo entonces un método válido solo para lechos de grava y destinado en particular para el uso con el método de transporte Wilcock.

3.3.8.4.3.- Método de velocidad de caída

Existen varios métodos para calcular la velocidad de caída de los sedimentos, el usuario debe seleccionar el algoritmo más apropiado. Las opciones que Hec-Ras incluye son:

- Ruby
- Toffaleti
- Van Rijn
- Informe 12

3.3.8.5.- Rubey.

Rubey (1933), desarrolló una relación analítica entre el fluido, las propiedades del sedimento, y la velocidad de caída, basada en la combinación de la ley de Stokes (para partículas finas sujetas únicamente a la resistencia viscosa), y una fórmula de impacto (para partículas fuera de la región de Stokes). Esta ecuación ha sido modificada para ser aplicada para limos, arenas y gravas, aunque Rubey, señala que las partículas con gravedad específica aproximada a 2.65, son las más apropiadas para esta ecuación, ya que el resto de partículas con gravedad específica distinta, tienden a caer antes de lo que pudiera determinar los resultados mostrados en la ecuación, para nuestro trabajo de investigación lo empleamos como una de las propiedades para cálculo de la velocidad de caída.

$$W = F1 * ((s-1) * a * d_e)^{1/2} \dots \dots \dots (3-31)$$

Donde F1 es igual a:

$$F1 = \left[\left(\frac{2}{3} + \frac{36 * (v^2)}{g * (d_{Si}^3) * (s-1)} \right) - \frac{36 * (v^2)}{g * (d_{Si}^3) * (s-1)} \right] \dots \dots \dots (3.32)$$

3.3.8.6.- Granulometría del lecho

3.3.8.6.1.- Procedimientos de muestreo

Simons (1977) propone el siguiente procedimiento para recoger muestras de material del fondo como se pueda ver en la parte de revisión bibliográfica, para nosotros el río tiene agua entonces, escogemos este criterio.

a.- Si el agua está fluyendo en el cauce

- Tratar de localizar una porción abandonada del canal para recoger muestras con fines comparativos.
- Tomar muestras del material disponible en la capa superficial del lecho para el análisis granulométrico y usar estos resultados para determinar tamaño y distribución de las partículas.

La Comisión Federal de Electricidad de México propone el siguiente procedimiento:

Las muestras se toman del cauce mismo, procurando no alterar la granulometría original y teniendo en cuenta los aspectos siguientes:

- Elegir un tramo recto del río después de realizar un recorrido de inspección.
- Los lugares que se escojan deben estar secos o semi-secos, esto es, donde no fluya agua.

La Universidad del Valle usó los siguientes conceptos para la toma de muestras en el río Cauca, CVC/Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (2004):

- Navegación con el GPS hasta encontrar las coordenadas de la sección a muestrear (previamente seleccionada en oficina).
- Una vez ubicada la sección se evaluó la conveniencia o no de realizar en ella el muestreo. En algunas ocasiones los sitios no eran los más representativos por encontrarse en curvas, por lo cual la ubicación se cambió ligeramente hasta encontrar una sección más representativa.

A ahora se ha de tener en cuenta que cada sección debe tener una graduación asociada. Hec - Ras requiere la creación de la curva granulométrica del lecho y que podrá asociarse a las funciones de arrastre. La Curva Granulométrica

corresponde a muestras tomadas del lecho del río dentro del proceso de toma de datos. La curva se crea y edita pulsando el botón **Define/Edit Ved Gradación**, que pone en marcha una nueva ventana, debemos pulsar sobre **New Bed Gradation Sample** y asignar un nombre a la curva granulométrica. La curva granulométrica puede ser representada mediante dos formas:

- **%Finos:** Curva de graduación acumulada del lecho con más finos por ciento asociadas a la media geométrica de cada clase de grano. El listado de diámetros puede ser modificado en **Sediment Data/ Options/ User Defined Grain Classes**.
- **Clase de grano Fracción/peso:** La fracción de cada especie respecto del peso especifica la clase.

Para el uso de Hec Ras tenemos dos pestañas que insertar como se nota en la figura 3.66



Figura3.66. pestañas para intruducción de dato

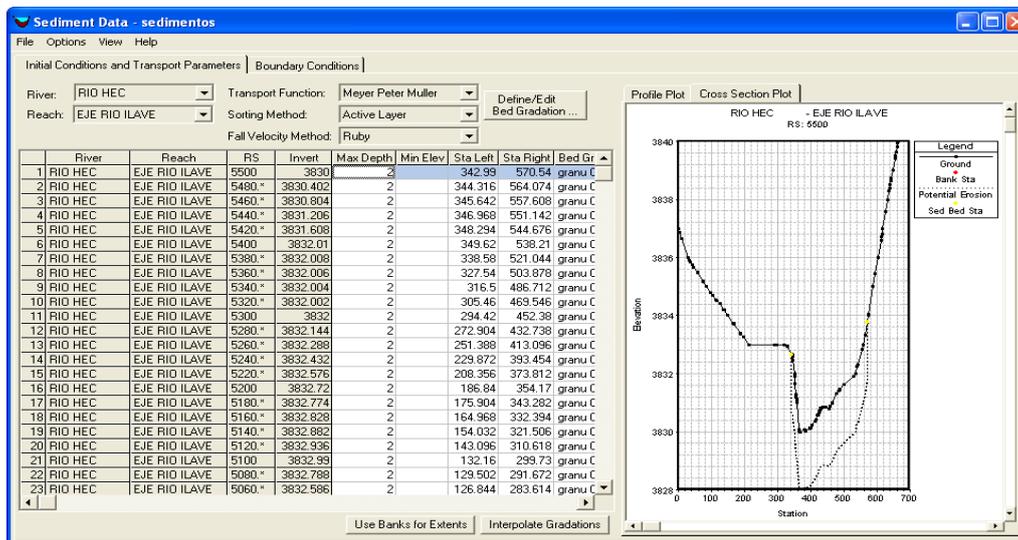


Figura 3.67. Granulometría

Para nuestro trabajo se tiene 04 calicatas y 04 curvas granulométricas que los cuales se muestran en los siguientes cuadros:

Cuadro 3.9 datos de estudio granulométrico

CALICATA 01 (corresponde de progresiva 0+100 a 2+480)

tamices	apertura MM	peso retenido	%ret parcial	% ret acumulado	% que pasa
3"	75				
2 1/2"	63				
2"	50				100
1 1/2"	37.5	46	1.8	1.8	98.2
1"	25	109	4.2	6	94
3/4"	19	234	9	15	85
1/2"	12.5	353	13.6	28.6	71.4
3/8"	9.5	325	12.5	41.1	58.9
Nº04	4.75	534	20.5	61.6	38.4
Nº10	2	432	16.6	78.2	21.8
Nº40	0.425	298	11.5	89.7	10.3
Nº100	0.15	129	5	94.7	5.3
Nº200	0.075	55	2.1	96.8	3.2
<Nº200			3.2	100	

Fuente: estudio de laboratorio de mecánica de suelos (asesoría geotécnica)

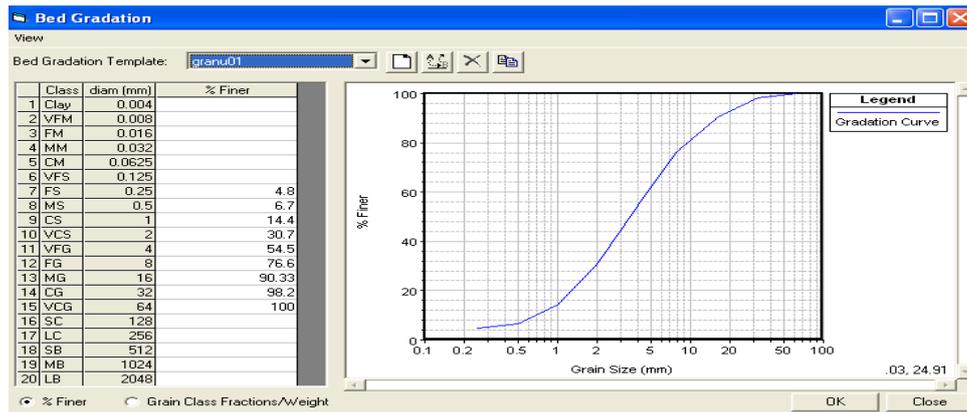


Figura 3.68 curva granulométrica (100 a 2480)



Foto: 3.1 Calicata 01

Cuadro 3.10 Datos de estudio granulométrico

CALICATA 02 (corresponde de progresiva 2+500 a 3+500)

tamices	abertura MM	peso retenido	%ret parcial	% ret acumulado	% que pasa
3"	75.000				
2 1/2"	63.000				
2"	50.000				
1 1/2"	37.500				100.000
1"	25.000	32.000	1.300	1.300	98.700
3/4"	19.000	211.000	8.400	9.700	90.300
1/2"	12.500	301.000	12.000	21.700	78.300
3/8"	9.500	299.000	12.000	33.700	66.300
Nº04	4.750	501.000	20.000	53.700	46.300
Nº10	2.000	455.000	18.200	71.900	28.100
Nº40	0.425	376.000	15.000	86.900	13.100
Nº100	0.150	189.000	7.600	94.500	5.500
Nº200	0.075	66.000	2.600	97.100	2.900
<Nº200			2.900	100.000	

Fuente: Estudio de laboratorio de mecánica de suelos (asesoría geotécnica)

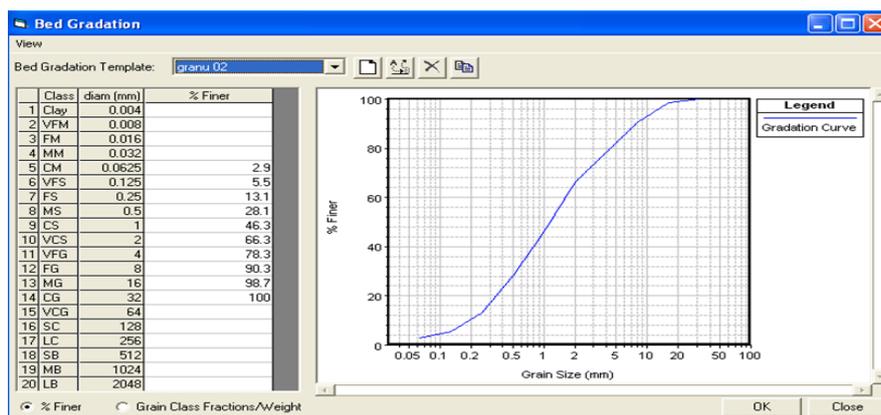


Figura 3.69 Curva granulométrica de calicata 02



Foto3.2: Calicata 02

Cuadro 3.11 datos de estudio granulométrico

CALICATA 01 (corresponde de progresiva 3+500 a 4+500)

tamices	abertura MM	peso retenido	%ret parcial	% ret acumulado	% que pasa
3"	75.000				
2 1/2"	63.000				
2"	50.000				100.000
1 1/2"	37.500	111.000	4.000	4.000	96.000
1"	25.000	98.000	3.500	7.500	92.500
3/4"	19.000	265.000	9.500	17.000	83.000
1/2"	12.500	378.000	13.500	30.500	69.500
3/8"	9.500	355.000	12.700	43.200	56.800
Nº04	4.750	555.000	19.800	63.000	37.000
Nº10	2.000	467.000	16.700	79.700	20.300
Nº40	0.425	312.000	11.100	90.800	9.200
Nº100	0.150	131.000	4.700	95.500	4.500
Nº200	0.075	58.000	2.100	97.600	2.400
<Nº200			2.400	100.000	

Fuente: Estudio de laboratorio de mecánica de suelos (asesoría geotécnica)

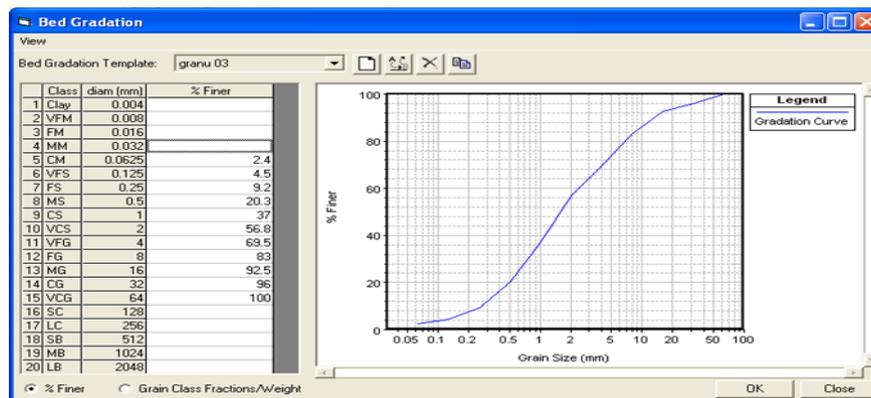


Figura 3.70 Curva granulométrica de calicata 03



Foto3.3: Calicata 03

Cuadro 3.12 Datos de estudio granulométrico

CALICATA 01 (corresponde de progresiva 4+500 a 5+500)

tamices	apertura MM	peso retenido	%ret parcial	% ret acumulado	% que pasa
3"	75.000				
2 1/2"	63.000				
2"	50.000				100.00
1 1/2"	37.500	46.00	1.80	1.80	98.20
1"	25.000	109.00	4.20	6.00	94.00
3/4"	19.000	234.00	9.00	15.00	85.00
1/2"	12.500	353.00	13.60	28.60	71.40
3/8"	9.500	325.00	12.50	41.10	58.90
Nº04	4.750	534.00	20.50	61.60	38.40
Nº10	2.000	432.00	16.60	78.20	21.80
Nº40	0.425	298.00	11.50	89.70	10.30
Nº100	0.150	129.00	5.00	94.70	5.30
Nº200	0.075	55.00	2.10	96.80	3.20
<Nº200			3.20	100.00	

Fuente: Estudio de laboratorio de mecánica de suelos (asesoría geotécnica)

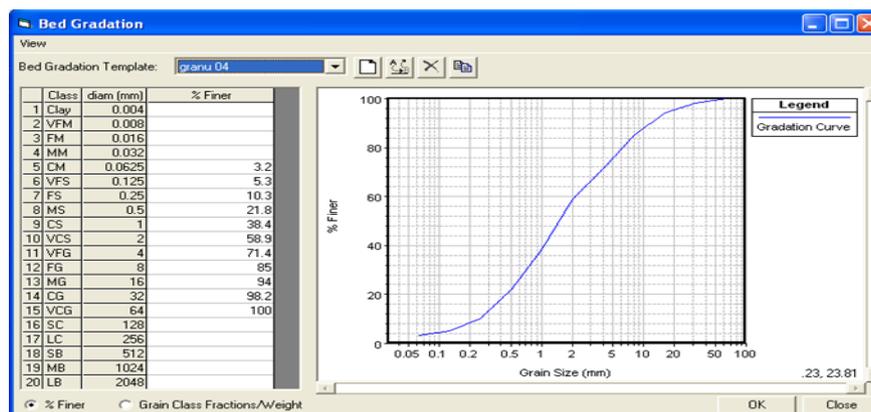


Figura 3.71 Curva granulométrica de calicata 04



Foto3.4: Calicata 04

3.3.8.7.- Profundidad Máxima o Elevación Mínima

En la zona inferior del editor del archivo de sedimentos encontramos una serie de columnas que hacen referencia a ciertas características de cada una de las secciones dispuestas en filas. Las características dispuestas en columnas son: Profundidad Máxima: La columna **Max Depth** hace referencia al espesor máximo vertical del volumen de control, es decir, la distancia inferior al fondo del cauce. Cuando esta opción es seleccionada Hec-Ras calcula la cota mínima de erosión como la del fondo del canal menos la profundidad máxima.

Profundidad Mínima: La columna **Min Elev** hace referencia a la mínima elevación vertical del volumen de control, es decir, permite al usuario definir una cota bajo la cual el cauce no puede ser erosionado, generalmente usada para definir armado del lecho.

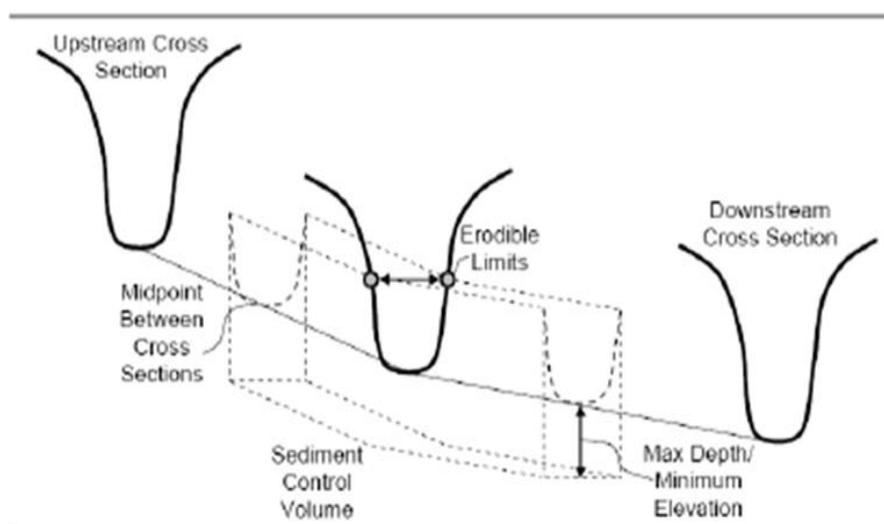


Figura 3.72 Profundidad máxima / Mínima elevación

Station Left/Station Right: Son los puntos que hacen referencia a la delimitación del cauce principal respecto de la llanura de inundación y que pueden ser incorporados automáticamente haciendo clic sobre el botón inferior **Use Banks for Extents**.

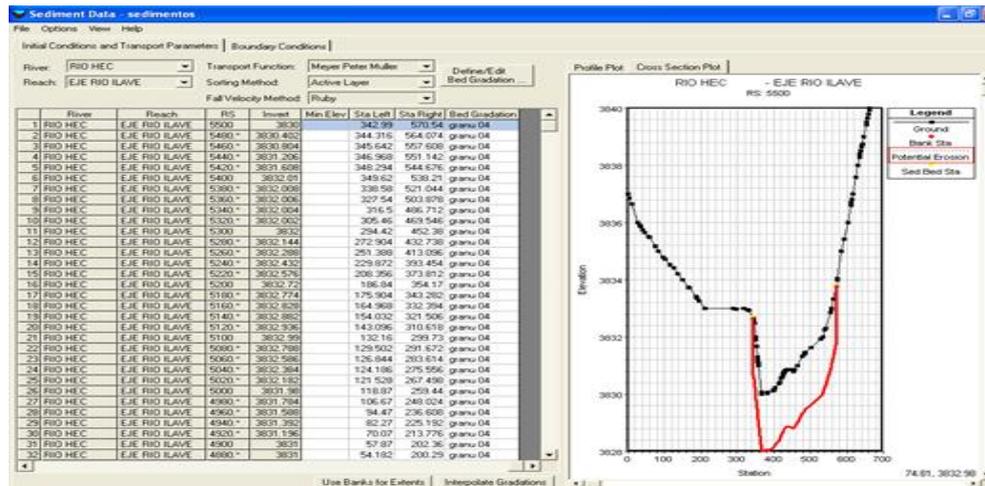


Figura 3.73 Editor de Sedimentos / Condiciones iniciales y Parámetros de Transporte

Hec-Ras da la opción de elegir entre tres condiciones de contorno:

- Rating curve.
- Sediment Load Series.
- Equilibrium Load.

Curva de descarga (Rating Curve)

La curva de descarga determina el ingreso de sedimentos basándose en el incremento del caudal de agua. El incremento del caudal se puede dar por incrementos en la sección transversal límite aguas arriba, por incrementos laterales o por incrementos laterales uniformes.

En la ventana referente a la curva de descarga, cada columna tiene un valor de caudal y una carga total de sedimentos ingresada como masa por tiempo (ton/día). La carga de sedimentos de cada tipo de partícula debe ser especificada mediante una fracción de porcentajes ó fracciones decimales no acumulativas. Estos porcentajes o fracciones deben ser introducidos para cada tamaño de partícula, si el total no suma 100 o 1.0 Hec-Ras ajustará los valores durante el cálculo.

3.3.8.8.- Series de carga de sedimentos (Sediment Load Series)

Si existen incrementos de sedimentos que no estén asociados a incrementos de flujo, estos pueden asociarse a cualquier sección, salvo la sección límite aguas abajo, como una carga total durante un intervalo de tiempo. No obstante, una curva de distribución, en porcentajes o fracciones decimales, al requerir información para cada Tamaño de partícula dentro de un rango de cargas, debe ser ingresada.

3.3.8.9.- Carga de equilibrio (Equilibrium Load)

La carga de equilibrio, disponible solo para secciones transversales externas aguas arriba, es determinada por la capacidad de transporte. Hec-Ras calcula la capacidad de transporte para cada división de tiempo en la sección especificada y este valor será utilizado como la magnitud de flujo de sedimentos. Una vez que la carga iguale la capacidad de transporte no habrá sedimentación ni erosión en esta sección.

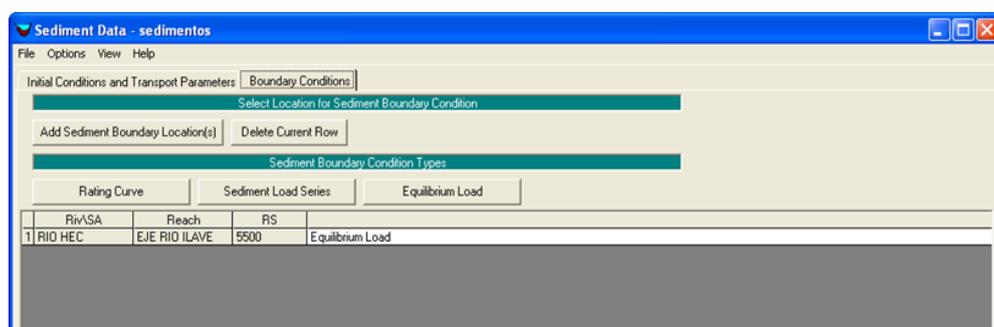


Figura 3.74 Condiciones frontera.

3.3.8.10.- Propiedad de los sedimentos

Las clases de grano por defecto en Hec-Ras están dispuestas siguiendo la escala de Ψ (Parker y Andrew, 1985) para los que los límites de grano se definen por $D=2\Psi$, donde Ψ es el conjunto de los enteros entre -8 y 11, y son:

Grain Classes		Lower Bound	Upper Bound	Mean Diameter	Geometric Mean
Clay	Clay	0.002	0.004	0.003	0.00283
Very Fine Silt	VFM	0.004	0.008	0.006	0.00566
Fine Silt	FM	0.008	0.016	0.011	0.0113
Medium Silt	MM	0.016	0.032	0.023	0.0226
Coarse Silt	CM	0.032	0.0625	0.045	0.0447
Very Fine Sand	VFS	0.0625	0.125	0.088	0.0884
Fine Sand	FS	0.125	0.25	0.177	0.177
Medium Sand	MS	0.25	0.5	0.354	0.354
Course Sand	CS	0.5	1	0.707	0.707
Very Course Sand	VCS	1	2	1.41	1.41
Very Fine Gravel	VFG	2	4	2.83	2.83
Fine Gravel	FG	4	8	5.66	5.66
Medium Gravel	MG	8	16	11.3	11.3
Coarse Gravel	CG	16	32	22.6	22.6
Very Coarse Gravel	VCG	32	64	45.3	45.3
Small Cobbles	SC	64	128	90.5	90.5
Large Cobbles	LC	128	256	181	181
Small Boulders	SB	256	512	362	362
Medium Boulders	MB	512	1024	724	724
Large Boulders	LB	1024	2048	1448	1450

Figura 3.75 Clases por defecto de grano.

La gravedad específica de los sedimentos está determinada por defecto en Hec-Ras con un valor de 2.65.

El factor de forma (shape factor) es la relación entre el eje más corto de la partícula y el eje más largo de la misma. Una partícula esférica tendrá un factor de forma igual a 1, mientras que una partícula alargada tendrá un factor de forma igual a 0.5. El Factor de Forma solo es utilizado por Hec-Ras con el método de velocidad de caída Informe 12.

Las unidades peso/densidad son valores de peso o densidad para convertir masa de depósito o erosión en volúmenes que se trasladan dentro del espesor del lecho móvil. Sus unidades son en (Kg/m³)

Estas características del sedimento pueden ser modificadas según criterio del usuario al hacer clic en **Sediment Data/ Boundary Conditions/ Options/ Set Sediment Propretores.**

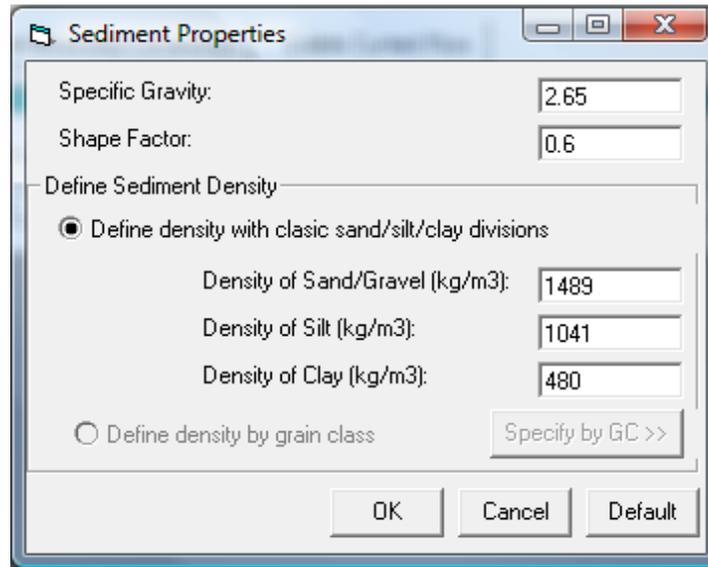


Figura 3.76 Propiedades de los sedimentos

3.3.9.- Flujo Quasi – no permanente



En el cálculo de transporte de sedimentos en Hec -Ras interviene el flujo basado en el flujo Quasi – No Permanente, el cual se aproxima a un hidrograma para series de flujo constante asociado con su correspondiente duración. Podemos acceder al editor de flujo Quasi – estacionario pulsando en **Edit/ Entre quías usted flor data**, donde nos aparecerá el siguiente cuadro de dialogo.

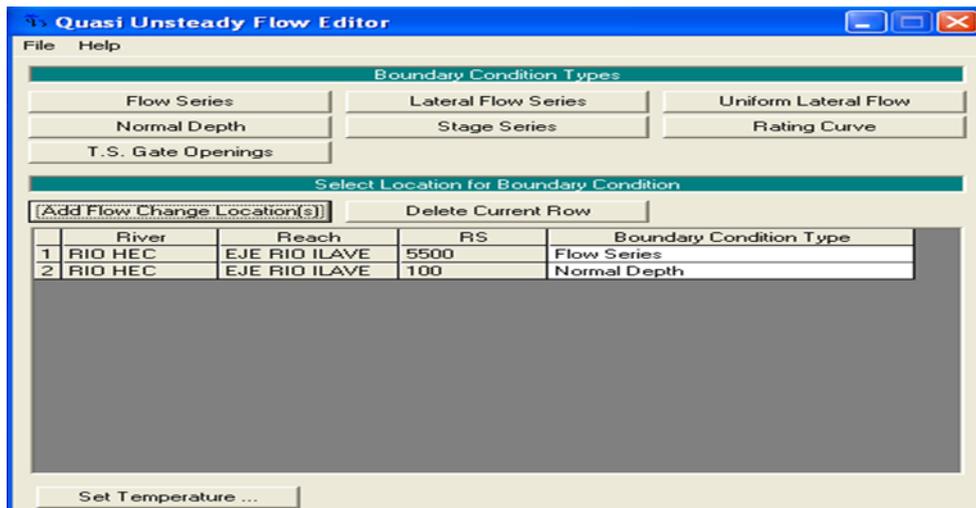


Figura 3.77 Editor de flujo Quasi- no permanente

En esta ventana podemos encontrar un abanico de posibilidades en cuanto a condiciones de borde, Hec-Ras seleccionará automáticamente la condición de borde que le corresponda a cada sección añadida, por el contrario el usuario

debe tener presente que la primera sección aguas arriba tendrá que tener asociada la condición series de flujo (Flow series).

Las condiciones de borde son introducidas por selección previa de la ficha **condiciones de borde** del editor de datos de flujo no permanente. Río, Tramo de Río y la ubicación de las estaciones fluviales de los límites externos del sistema serán ingresados automáticamente en la tabla. Las condiciones de borde se introducen en primer lugar seleccionando una celda de la tabla para un lugar determinado, a continuación, se selecciona el tipo de condición de borde que se desea en ese lugar. No todos los tipos de condiciones de borde están disponibles para su uso en todos los lugares. El programa automáticamente descarta las condiciones de borde de los tipos que no son relevantes cuando el usuario destaca una determinada estación en la tabla. El usuario puede también agregar ubicaciones adicionales para ingresar condiciones de borde internas. Para agregar una condición de borde adicional, seleccione el río deseado, tramo de río, y la estación del río, a continuación, pulse el botón **añadir una ubicación de condición de borde**.

3.3.9.1.- Series de flujo (Flow Series)

Como se ha indicado con anterioridad, si hacemos clic dentro del editor de flujo en la última sección aguas arriba Hec-Ras solo permite introducir las series de flujo. Una vez abierto el editor de las series de flujo, dentro del apartado datos del hidrograma (Hydrograph Data) encontramos tres apartados que deben ser introducidos manualmente:

Duración de Flujo (Hours): Para aproximar un hidrograma de flujo casi-no permanente en series de flujo constante, cada serie debe poseer una duración determinada, que representa el tiempo para el cual el caudal es constante.

Incrementos de Cálculo (Hours): Hec-Ras realiza la simulación bajo la premisa de que los cambios en la geometría del lecho durante las series de flujo no son suficientes, para alterar la hidrodinámica del cauce, es decir, que la hidrodinámica no necesita ser calculada tan frecuentemente como el transporte de sedimentos. No obstante la capacidad de transporte depende cuánto cambia la geometría del lecho, por lo que su actualización tendrá que ser con más frecuencia, evitando con ello que una cantidad ingente de material sea

depositada o erosionada del lecho, ocasionado con este hecho una más que segura inestabilidad en el modelo.

Se deduce entonces que para flujos elevados asociados con un transporte importante de sedimento, más actualizaciones del lecho serán requeridas y por eso los incrementos seleccionados deberán de ser más pequeños (cuanto más pequeños son los incrementos mayor es el tiempo de ejecución).

Flujo (m³/s): Representa el caudal medido para cada uno de los intervalos de tiempo.

Nota: Para culminar con éxito la simulación es muy importante entender cómo funcionan los tiempos de simulación y por ello hay que recordar que estamos trabajando con un programa de origen militar, donde las horas son expresadas de forma diferente, así las 12:00 AM es expresada en hora a militar como 2400, y las 12:00 PM es expresada en hora militar como 1200 (12:01 AM corresponde en hora militar a 0001).

Hora Usual	Hora Militar	Hora Usual	Hora Militar
12:00 AM	2400 horas		0030 horas
1:00 AM	0100 horas	1:30 AM	0130 horas
2:00 AM	0200 horas		0230 horas
3:00 AM	0300 horas	3:30 AM	0330 horas
4:00 AM	0400 horas		0430 horas
5:00 AM	0500 horas	5:30 AM	0530 horas
6:00 AM	0600 horas		0630 horas
7:00 AM	0700 horas	7:30 AM	0730 horas
8:00 AM	0800 horas		0830 horas
9:00 AM	0900 horas	9:30 AM	0930 horas
10:00 AM	1000 horas		1030 horas
11:00 AM	1100 horas	11:30 AM	1130 horas
12:00 PM	1200 horas		1230 horas
1:00 PM	1300 horas	1:30 PM	1330 horas
2:00 PM	1400 horas		1430 horas
3:00 PM	1500 horas	3:30 PM	1530 horas
4:00 PM	1600 horas		1630 horas
5:00 PM	1700 horas	5:30 PM	1730 horas
6:00 PM	1800 horas		1830 horas
7:00 PM	1900 horas	7:30 PM	1930 horas
8:00 PM	2000 horas		2030 horas
9:00 PM	2100 horas	9:30 PM	2130 horas
10:00 PM	2200 horas		2230 horas
11:00 PM	2300 horas	11:30 PM	2330 horas

Figura 3.78 Tabla Horas Civil-Militar (USACE)

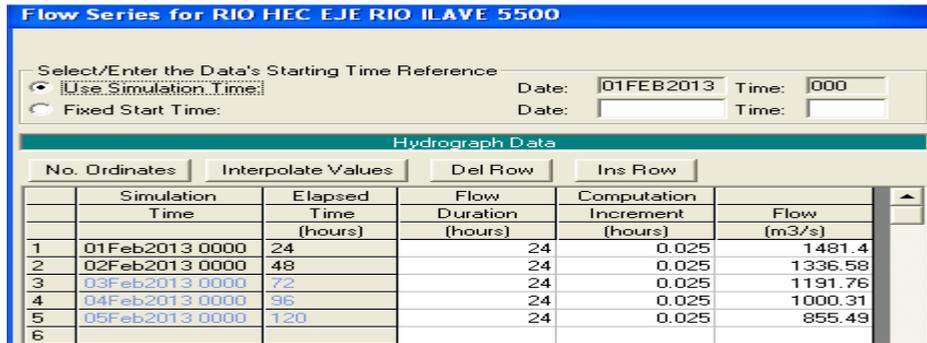


Figura 3.79 Series de flujo a diferentes periodos de retorno

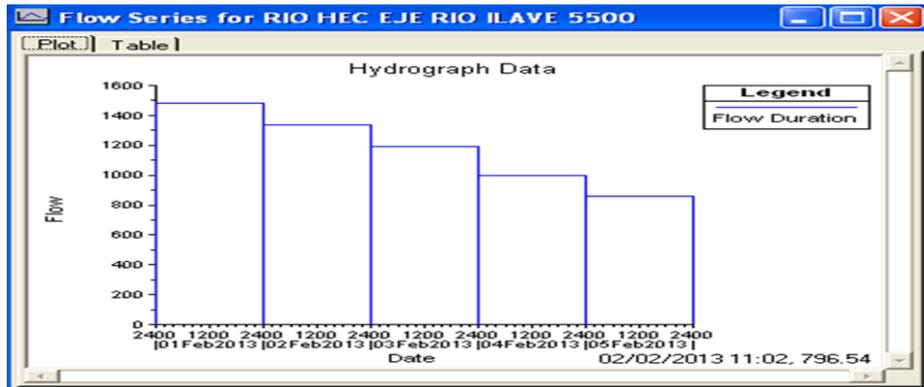


Figura3.80 aproximacion de flujos a un hidrograma

3.3.9.2.- Profundidad Normal (Normal Delpth.)

Al pulsar sobre el botón **Normal Depth** se abrirá una ventana simple que permitirá al usuario introducir una pendiente de fricción (pendiente de la línea de energía), con esta pendiente Hec-Ras determina las profundidades aguas abajo para cada una de las series de flujo por medio del método Área-Pendiente. Hay que tener presente que la profundidad es calculada con la hipótesis de que la pendiente es inmutable y que los procesos de erosión y deposito se producen a una velocidad constante, para nuestro trabajo de investigación se asumió el Condición Normal Depth aunque no es conveniente asumir esta condición de borde por asume como caudales constantes en equilibrio

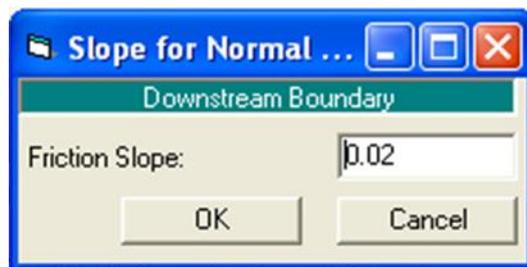


Figura 3.81.- Series de calado (Stage Series)

Permite ingresar tiempos para series de cotas del nivel de agua. No se requieren en este caso incrementos de tiempo.

3.3.9.3.- Curva de descarga (Rating Curve)

Permite introducir el caudal y la profundidad del flujo en la sección.

3.3.9.4.- Plan de análisis de sedimentos



Para acceder al editor del plan de sedimentos será suficiente hacer clic en **Perform a Sediment Transport Simulation**. Antes de cargar los archivos necesarios, el plan de análisis requiere que se editen las opciones de salida de resultados y las opciones de cálculo de sedimentos. Las opciones de salida de resultados para sedimentos podemos encontrarla dentro del editor de análisis en **Sediment Output Options** donde podremos seleccionar:

Nivel de salida: Nivel de resultados que necesitamos. Podemos distinguir entre seis niveles, cada uno de ellos con un tipo diferente de información asociada como muestra la siguiente figura.

Level 1	Level 2	Level 3	Level 4	Level 5	Level 6
Bed Elevation	Bed Elevation WSE Observed Δ Bed	Bed Elevation WSE Observed Δ Bed Velocity Flow Shear XS Mass Out Tot	Bed Elevation WSE Observed Flow Velocity Δ Bed Shear XS Mass Out Tot XS Weight Out Cum XS Weight Residue Slope XS Mass Bed Delta Tot XS Mass Bed Data Culm Tot XS Mass Capacity tot	Bed Elevation WSE Observed Flow Velocity Δ Bed Shear XS Mass Out Tot d50 Cover d50 Surface d50 Inactive Mass Cover (All) Mass Surface (All) Mass Inactive (All) Armor (All)	All From Level 4 and 5 and ... Slope Cumulative XS Mass Out (All) Time Step XS Mass Out (All) Cumulative Δ Bed (All) Time Step Δ Bed (All) Transport Capacity (All) Sediment Discharge (T/d) Tot Channel Manning's n Channel Froude # U Star d90 Effective Depth Effective Width

(All) = This variable is output as a total for all materials and separately for each of the 20 grain classes
 Tot = Only total for all grain sizes combined
 WSE = Water Surface Elevation
 Delta Bed = Change of bed elevation

Figura 3.82 Tipos de nivel (Hec Ras. Reference manual)

Masa o Volumen: Selección entre el volumen o la masa de sedimento transportado. Incremento de salida: Intervalo de tiempo para el cual el programa actualizará y presentará los resultados.

Número de incrementos entre las series de salida perfil/hora: Número de incrementos entre los resultados del perfil y las series de tiempo.

Número de salida en los perfiles XS: Número de perfiles obtenidos para cada resultado en una sección transversal.

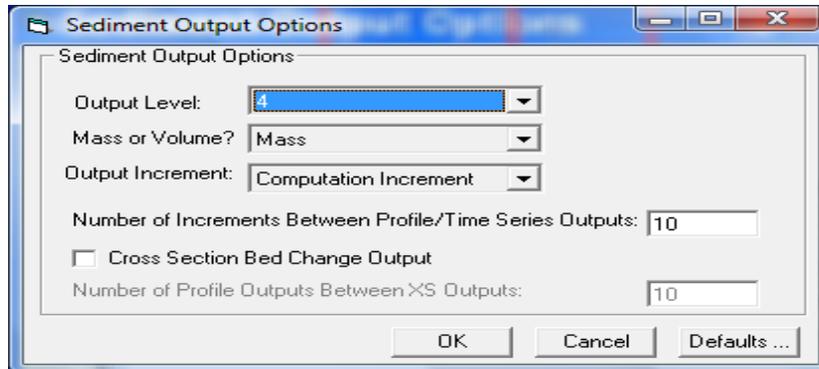


Figura 3.83 Opciones de salida de sedimentos.

Una vez configuradas todas las opciones y seleccionados tanto el archivo geométrico, archivo de flujo casi-no permanente, archivo de sedimentos y correcta delimitación en fecha y hora para el principio y final del cálculo de sedimentos, estamos en la mejor de las condiciones para proceder con el inicio del Análisis de Sedimentos, una vez – guardado con el nombre de sedimentos se pulsa compute y inmediatamente aparecerá el cuadro 3.115



Figura 3.84 Análisis del transporte de sedimentos

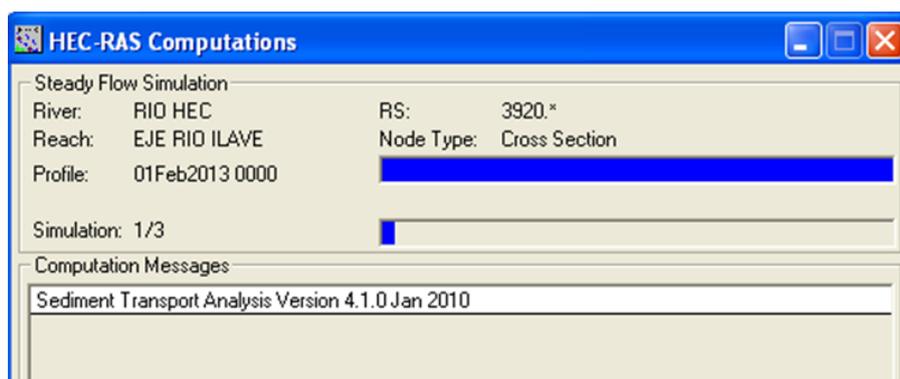


Figura 3.108 Pantallas de progreso indicando el estado de la ejecución

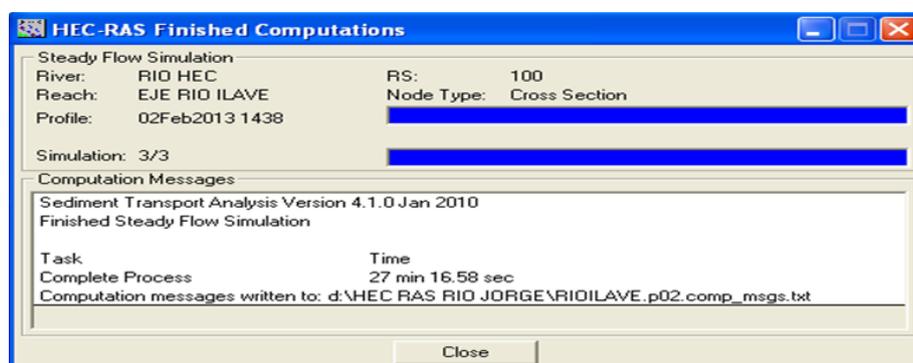


Figura 3.85 Proceso de cálculo finalizado

3.3.9.5.- Definición de variables transporte de sedimentos Hec-Ras

- ✓ **Variación del Talweg (Ch Invertir El) (m)** - Elevación mínima del canal principal en cada paso de tiempo de salida.
- ✓ **Altura de agua (Wsel) (m)** - La elevación de la superficie del agua en cada paso de tiempo de salida.
- ✓ **Datos observados (Observ Data)** - La elevación observada del lecho del canal principal, introducido por el usuario.
- ✓ **Incrementos del talweg (Invert Change) (m)** - El cambio en la elevación mínima del canal principal.
- ✓ **Masa ó Volumen transportado (Mass Out) (toneladas)** - La masa total de sedimentos, para todas las clases de tamaño de grano, que salen del volumen de control de sedimentos, por cada paso de tiempo computacional.
- ✓ **Masa ó Volumen transportado: la clase 1-20 (Mass Out) (toneladas)** - Masa de sedimentos dejando el volumen de control de sedimentos por

fricción de tamaño de grano, por paso de tiempo computacional.

- ✓ **Flujo (Flow) (m^3/s)** - Flujo total en la sección transversal de cada paso de tiempo de salida.
- ✓ **Velocidad (velocity) (m/s)** - Velocidad media de la parte móvil de la cama en cada paso de tiempo.
- ✓ **Esfuerzo de corte (Shear Stress) (Kg/m^2)** - Esfuerzo cortante promedio de la parte móvil de la cama en cada paso de tiempo.
- ✓ **Pendiente de cizallamiento (EG Slope) (m/m)** - Pendiente de la rasante de la energía en cada paso de tiempo de salida. Esto puede ser un valor en puntos en la sección transversal o un valor medio entre las secciones transversales.
- ✓ **Incrementos acumulados, en masa ó volumen, en el talweg (Mass Bed Change Cum) (toneladas)** - Masa acumulativo del cambio en la elevación de la cama con el tiempo.
- ✓ **Incrementos acumulados, en masa ó volumen, en el talweg (Mass Bed Change Cum) clase 10 a 20 (toneladas)** - Masa acumulativo del cambio en la elevación de la cama con el tiempo, por fracción de tamaño de grano (bandejas de 1 a 20). Esto sólo muestra los contenedores de fracción del tamaño que se están utilizando.
- ✓ **Cambio del Lecho (Mass Bed Change) (toneladas)** - El cambio gradual de masa total en la cama para el paso de tiempo de cálculo actual.
- ✓ **Cambio del lecho clase 1-20 (Mass Bed Change, class 1-20) (toneladas)** - El cambio de masa incremental en la cama para el paso de tiempo actual, por la fracción de cada tamaño de grano.
- ✓ **Capacidad de Transporte (Mass Capacity) (toneladas/día)** - La capacidad de transporte de la masa total en el intervalo de tiempo de cálculo actual.
- ✓ **Capacidad de Transporte (Mass Capacity) la clase 10-20 (toneladas/día)** - La capacidad de transporte en masa, por la fracción de tamaño de grano, en el intervalo de tiempo de cálculo actual.
- ✓ **d50 tapa (mm)** - d50 de la capa de cobertura al final del incremento de cómputo. Utilizados en el Exner 5, blindaje de rutina.
- ✓ **Subsuperficie d50 (mm)** - d50 del material de la capa superficial en la final del paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner 5, cama

- clasificación y blindaje de rutina.
- ✓ **d50 activa (mm) - d50** de la capa activa de la cama simple capa activa clasificación y blindaje de rutina.
 - ✓ **Inactiva d50 (mm) - d50** de la capa de inactivos al final de cada paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner 5 y cama simple capa activa clasificación y blindaje de rutina.
 - ✓ **Espesor de capa (Cover Thickness) (m)** - Espesor de la capa de cobertura al final de cada paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner 5 gama clasificación y blindaje de rutina.
 - ✓ **Espesor del subsuelo (Subsurface Thickness) (m)** - Espesor de la capa de la superficie al final de cada paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner 5 y cama simple capa activa clasificación y blindaje de rutina.
 - ✓ **Espesor activo (m)** - Espesor de la capa activa al comienzo de cada paso de tiempo computacional. Utilizados en la cama simple capa activa clasificación y blindaje de rutina.
 - ✓ **Material total en el espesor de capa: (Mass cover) (toneladas)** - toneladas totales de material en la capa de cobertura, al final de cada paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner5, cama clasificación y blindaje de rutina.
 - ✓ **Masa inactiva (Mass Inactive) (toneladas)** - Total de toneladas de material en la capa de inactivos al final de cada incremento de tiempo de cómputo.
 - ✓ **Masa inactiva (Mass Inactive) clase 10 a 20 (toneladas)** - Toneladas de material en la capa de inactivos al final de cada incremento de cómputo, por cada fracción de tamaño de grano.
 - ✓ **Reducción de la armadura (Armor Reduction) (fracción)** - Fracción de la capacidad total de transporte de sedimentos se reduce a, basado en los conceptos de una computación capa de cobertura.
 - ✓ **Reducción de la armadura (Armor Reduction) la clase 1-20 (fracción)** - Fracción para cada tamaño de los granos individuales, que la capacidad de transporte es reducir, basado en los conceptos de una computación capa de cobertura.
 - ✓ **Descarga de sedimentos (Sediment Discharge) (t/día)** - Descarga

total de sedimentos en toneladas/día que salen del volumen de control de sedimentos de una sección específica, por cada paso de tiempo computacional.

- ✓ **Concentración de sedimentos (Sedi ment Concentración) (mg/l)** La concentración total de sedimentos en mg / litro de salir del volumen de control de sedimentos en el final del paso de tiempo computacional.
- ✓ **Ef profundidad (Eff Depth) (m)** - Profundidad efectiva del agua en la parte móvil de la sección transversal, en el final del paso de tiempo computacional.
- ✓ **Ef ancho (Eff Width) (m)** - Ancho efectivo del agua en la parte móvil de la sección transversal, en el final del paso de tiempo computacional.
- ✓ Ch Manning n =Número de Manning.
- ✓ **Número de Froude (Ch Froude Num)** - Número de Froude canal principal al final del Paso de tiempo de cálculo actual.
- ✓ **Velocidad de corte (Shear Velocity) - u^* (m / s)** - Utilizados en el diagrama Shields y varias ecuaciones de transporte de sedimentos potenciales.
- ✓ **Cubierta d90 (mm) – d90 Cover - d90** de la capa de cobertura al final del incremento de cómputo. Utilizados en el Exner 5, cama clasificación y blindaje de rutina.
- ✓ **Subsupe rficie d90 (mm) - D90** del material de la capa superficial en la final del paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner 5 cama clasificación y blindaje de rutina.
- ✓ **inactiva d90 (mm) - d90** de la capa de inactivos al final de cada paso de tiempo computacional. Utilizados en el Exner 5 y cama simple capa activa clasificación y blindaje de rutina.
- ✓ **Elevación media del canal (Ef Invertir) (m)** – Elevación media invertida del canal calculada restando la profundidad efectiva del canal principal de la elevación de la superficie del agua.
- ✓ **Cambio de masa (toneladas)** - El cambio total en la masa de la cama, acumulado en el espacio y el tiempo. Acumulación espacial es de la sección transversal actual al extremo aguas arriba del tramo del río en el que reside esta sección.

3.3.9.6.- análisis de los resultados para flujo no permanente:

Se puede observar en el perfil la variación en el flujo, sobre todo los cambios abruptos en la línea de energía, esto se debe principalmente a la grande variación de niveles entre sección y sección por tratarse de un río de montaña con pendientes fuertes. La variación grande de energía implicaría una caída de agua (cascada).

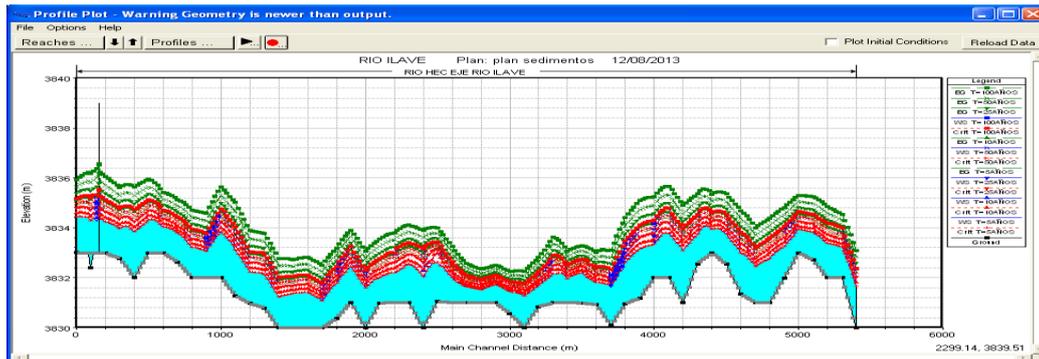


Figura 3.86 Perfil del Tramo de Río Analizado para Flujo No Permanente

Se compara la variación del flujo a lo largo del tramo del río para lo cual se toman en cuenta 3 secciones: la sección inicial aguas arriba número 5500, una sección intermedia número 5500 y la sección al final del tramo aguas abajo número 100. Todas las secciones se analizan para el valor de Caudal máximo.

En las siguientes figuras se puede apreciar el nivel del flujo en cada una de las secciones analizadas:

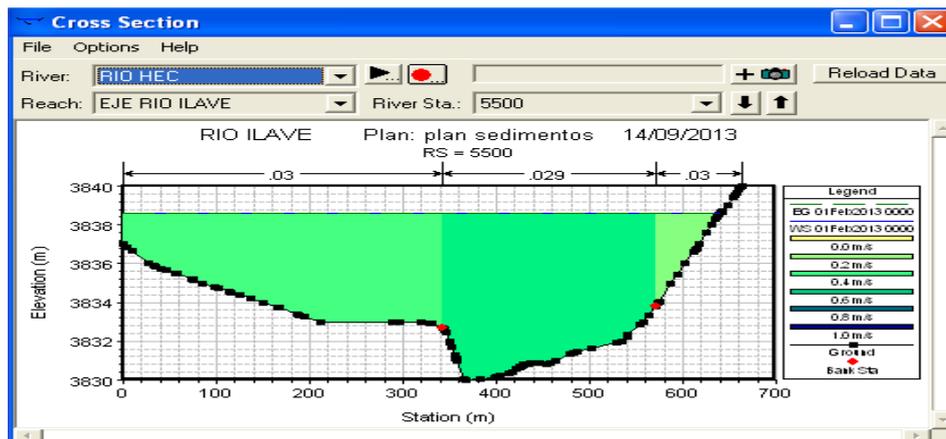


Figura 3.87 Sección Transversal Nro. 5500

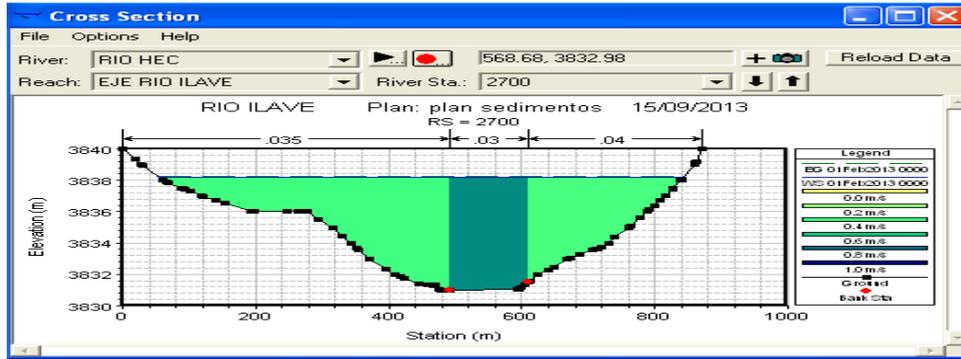


Figura 3.88 Sección Transversal Nro. 2700

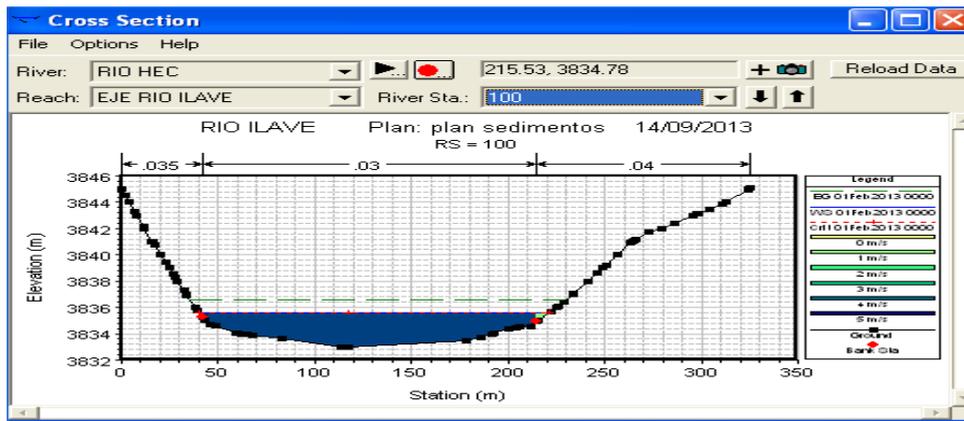


Figura 3.89 Sección Transversal Nro. 100

A continuación se presentan los niveles del flujo con el paso del tiempo con series de flujos constantes, caudales máximos en cada periodo de retorno

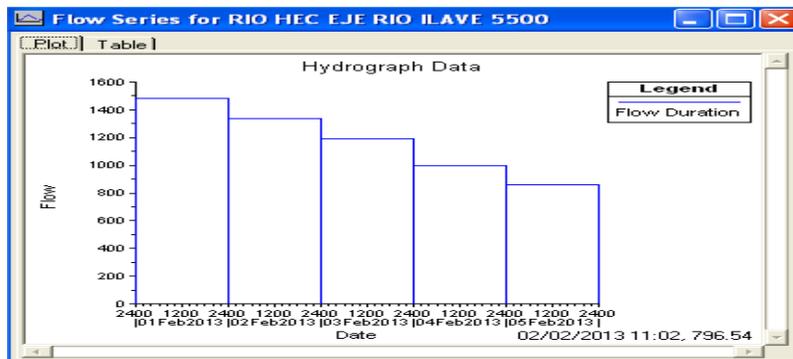


Figura 3.90 Altura serie de Flujo

Los resultados con las propiedades hidráulicas en un tiempo T, de paso de las secciones. Y estas son:

01 de Feb2013 a 0000hr en la sección 5500 el caudal fue 1481.40m³/s.

Cross Section Output

River: RIO HEC Profile: TR=100AÑOS
 Reach: EJE RIO ILAVE RS: 5500 Plan: plan permanente

Plan: plan permanente		RIO HEC	EJE RIO ILAVE	RS: 5500	Profile: TR=100AÑOS		
Element		Left OB	Channel	Right OB			
E.G. Elev (m)	3833.77						
Vel Head (m)	1.25		0.029				
W.S. Elev (m)	3832.53						
Crit W.S. (m)	3832.82	20.39	20.00	21.29			
E.G. Slope (m/m)	0.012102		299.59				
Q Total (m3/s)	1481.40		299.59				
Top Width (m)	201.11		1481.40				
Vel Total (m/s)	4.94		201.11				
Max Chl Dpth (m)	2.53		4.94				
Conv. Total (m3/s)	13466.2		1.49				
Length Wtd. (m)	20.00		13466.2				
Min Ch El (m)	3830.00		201.30				
Alpha	1.00		176.63				
Frctn Loss (m)		31763.14	0.00	0.00			
C & E Loss (m)		210.75	1739.76	171.38			
		317.57	922.01	230.24			

Errors, Warnings and Notes

Figura 3.91 Salida de Resultados Sección Nro. 100

02 de Feb 2013 a 00:00 hr en la sección 100 el caudal fue 1336.58m3/s-

Cross Section Output

River: RIO HEC Profile: TR=50
 Reach: EJE RIO ILAVE RS: 100 Plan: Plan 04

Plan: Plan 04		RIO HEC	EJE RIO ILAVE	RS: 100	Profile: TR=50		
Element		Left OB	Channel	Right OB			
E.G. Elev (m)	3836.39						
Vel Head (m)	0.92	0.035	0.030	0.040			
W.S. Elev (m)	3835.48						
Crit W.S. (m)	3835.48						
E.G. Slope (m/m)	0.007294	0.12	314.84	1.56			
Q Total (m3/s)	1336.58	0.12	314.84	1.56			
Top Width (m)	179.70	0.07	1335.10	1.42			
Vel Total (m/s)	4.22	1.05	173.07	5.58			
Max Chl Dpth (m)	2.47	0.56	4.24	0.91			
Conv. Total (m3/s)	15650.4	0.11	1.82	0.28			
Length Wtd. (m)		0.8	15633.0	16.6			
Min Ch El (m)	3833.01	1.08	173.18	5.61			
Alpha	1.01	7.92	130.03	19.86			
Frctn Loss (m)		15575.63	0.00	0.00			
C & E Loss (m)							

Errors, Warnings and Notes

Warning: The energy equation could not be balanced within the specified number of iterations. The program used critical depth for the water surface and continued on with the calculations.

Figura 3.92 Salida de Resultados Sección Nro. 100

02 de Feb 2013 a 00:00 hr en la sección 100 el caudal fue 1191.76 m3/s.

Cross Section Output

River: RIO HEC Profile: TR=25
 Reach: EJE RIO ILAVE RS: 100 Plan: Plan 04

Plan: Plan 04		RIO HEC	EJE RIO ILAVE	RS: 100	Profile: TR=25		
Element		Left OB	Channel	Right OB			
E.G. Elev (m)	3836.19						
Vel Head (m)	0.85	0.035	0.030	0.040			
W.S. Elev (m)	3835.35						
Crit W.S. (m)	3835.35						
E.G. Slope (m/m)	0.007442	0.02	292.23	0.91			
Q Total (m3/s)	1191.76	0.02	292.23	0.91			
Top Width (m)	177.79	0.01	1191.05	0.70			
Vel Total (m/s)	4.07	0.45	173.07	4.27			
Max Chl Dpth (m)	2.34	0.32	4.08	0.77			
Conv. Total (m3/s)	13814.9	0.05	1.69	0.21			
Length Wtd. (m)		0.1	13806.7	8.1			
Min Ch El (m)	3833.01	0.46	173.18	4.30			
Alpha	1.00	3.42	123.15	15.52			
Frctn Loss (m)		15575.63	0.00	0.00			
C & E Loss (m)							

Errors, Warnings and Notes

Warning: The energy equation could not be balanced within the specified number of iterations. The program used critical depth for the water surface and continued on with the calculations.

Figura 3.93 Salida de Resultados Sección Nro. 100

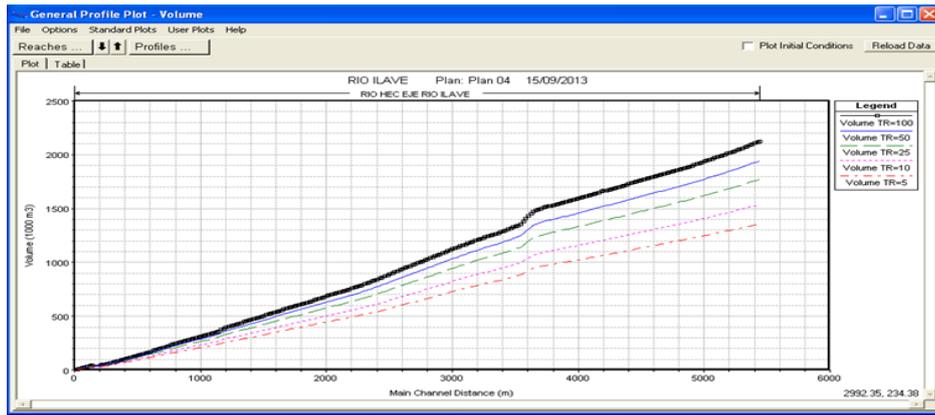


Figura 3.97 Distribución de volumen de Agua en cada sección para diferentes pasos de tiempo

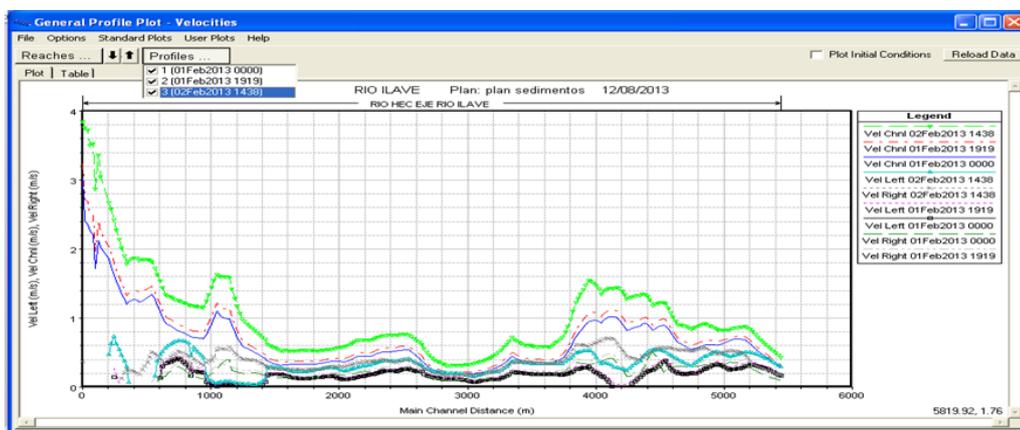


Figura 3.98 Cuadro de resultados cuantitativos de la elevación de flujo en cada sección de estudio.

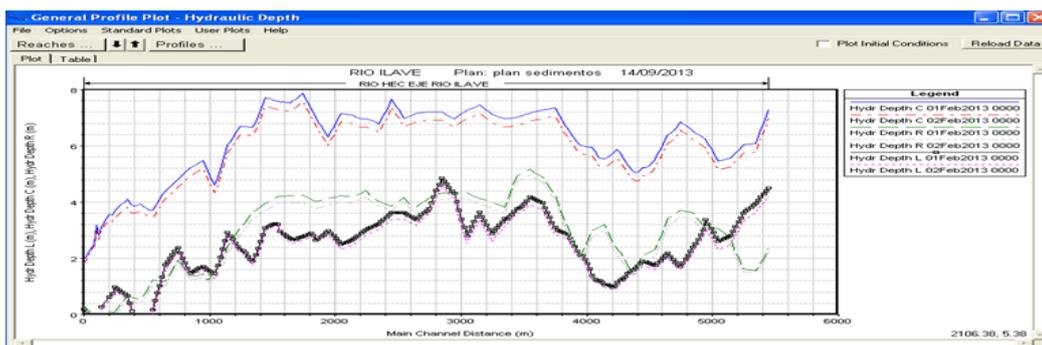


Figura 3.99 Elevación de flujo en cada en cada tramo del estudio

Plot	Table	River	Reach	R/S	Ch Dist	2013 0000-Hydr D	b2013 0000-Hydr De	s2013 0000-Hydr De	2013 0000-Hydr D	2013 0000-Hydr E	b2013 0000-Hydr De
1	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5500	5443.01	4.51	7.30	2.36	4.20	7.00	2.22	
2	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5480	5423.01	4.40	7.06	2.18	4.10	6.75	2.04	
3	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5460	5403.01	4.29	6.81	2.00	3.99	6.51	1.87	
4	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5440	5383.01	4.18	6.57	1.83	3.89	6.27	1.71	
5	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5420	5363.01	4.07	6.33	1.68	3.77	6.02	1.59	
6	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5400	5343.01	3.96	6.08	1.57	3.66	5.78	1.54	
7	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5380	5323.01	3.89	6.08	1.57	3.59	5.77	1.52	
8	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5360	5303.01	3.82	6.07	1.58	3.52	5.76	1.51	
9	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5340	5283.01	3.75	6.06	1.59	3.45	5.76	1.51	
10	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5320	5263.01	3.68	6.05	1.61	3.38	5.75	1.51	
11	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5300	5243.01	3.61	6.04	1.62	3.31	5.74	1.52	
12	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5280	5223.01	3.45	5.94	1.81	3.14	5.64	1.67	
13	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5260	5203.01	3.29	5.84	2.02	2.98	5.54	1.85	
14	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5240	5183.01	3.13	5.75	2.24	2.82	5.44	2.07	
15	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5220	5163.01	2.97	5.65	2.47	2.68	5.35	2.29	
16	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5200	5143.01	2.81	5.56	2.71	2.50	5.25	2.52	
17	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5180	5123.01	2.77	5.54	2.78	2.46	5.23	2.58	
18	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5160	5103.01	2.73	5.52	2.85	2.42	5.21	2.65	
19	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5140	5083.01	2.69	5.50	2.92	2.38	5.19	2.72	
20	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5120	5063.01	2.65	5.48	2.99	2.34	5.17	2.80	
21	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5100	5043.01	2.61	5.45	3.06	2.30	5.15	2.87	
22	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5080	5023.01	2.76	5.61	3.06	2.45	5.31	2.86	
23	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5060	5003.01	2.91	5.77	3.06	2.61	5.46	2.86	
24	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5040	4983.01	3.06	5.93	3.07	2.76	5.62	2.86	
25	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5020	4963.01	3.21	6.08	3.08	2.91	5.78	2.87	
26	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5000	4943.01	3.37	6.24	3.08	3.06	5.94	2.87	
27	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4980	4923.01	3.03	6.29	3.18	2.85	5.99	2.97	
28	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4960	4903.01	2.83	6.34	3.28	2.67	6.04	3.07	
29	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4940	4883.01	2.67	6.40	3.39	2.51	6.10	3.17	

Figura 3.100 Cuadro de resultados cuantitativos de la elevación de flujo en cada sección de estudio.

3.3.9.7.- Análisis de los resultados para transporte de sedimentos:

Con el objeto de comparar relativamente las magnitudes y comportamientos en las secciones se analizará 2 secciones donde se aprecie tanto la sedimentación como la socavación, las secciones seleccionadas para ello son la 27 y 26 por facilitar la observación debido a que presentan mayores cambios en su geometría que las demás secciones.

Para acceder a los resultados desde la pantalla de Hec Ras la instrucción a seguir son las siguientes

- **Menú principal/ View/ Sediment Spatial Plot** – presenta los cambios en el perfil del río gráficamente en la pestaña **Plot** y numéricamente en la pestaña **Table** y Schematic Plot se muestra la presentación esquemática de la profundidad de la deposición como se pueda ver en los siguientes resultados.

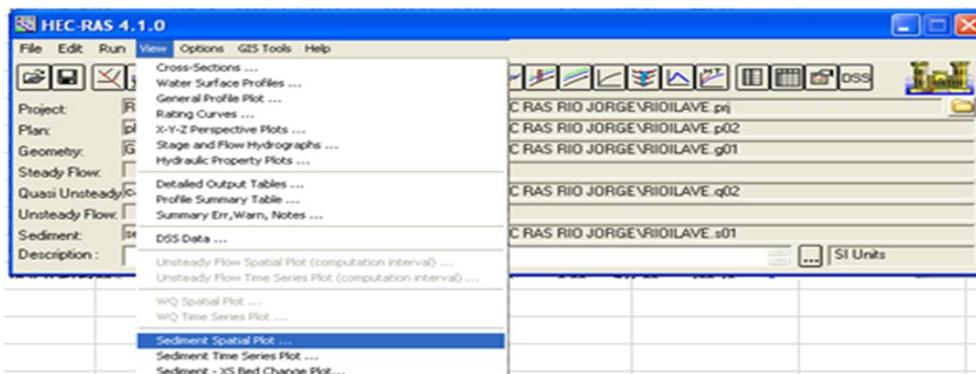


Figura 3.101 Pantallas de Hec Ras después de compute de régimen no permanente

En la ventana de la tabla, para seleccionar los variables a revisar hacer clic en el botón Variables y marcar con un clic en las casillas de las variables que se desea observar:

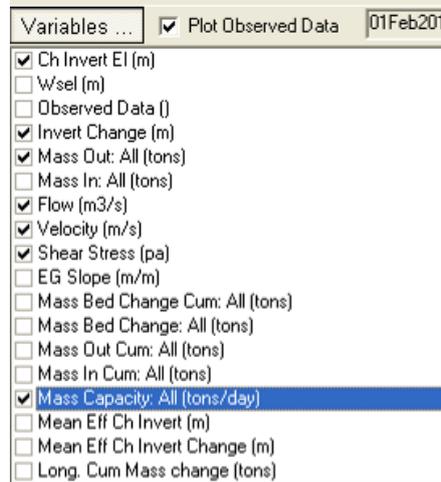


Figura 3. 102 Variables seleccionados

Los cálculos son para caudales de 1481.4m³/s que se presentan el 02 de febrero 2013 a horas 0:000, después de haber transcurrido 24 h

River	Reach	RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)	Mass In Cum.
1	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5500	20.00006	3830.001	3.265482E-06	6.138312E-02	1481.4	0.5259277	0.2715493
2	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5480.*	20.00006	3830.403	0	6.902031E-02	1481.4	0.5539452	0.3047705
3	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5460.*	20.00006	3830.802	0	8.373454E-02	1481.4	0.5933118	0.3403506
4	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5440.*	20.00006	3831.205	0	0.1033261	1481.4	0.6145552	0.3812544
5	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5420.*	20.00006	3831.607	0	0.1294942	1481.4	0.6477718	0.4275465
6	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5400	20.00006	3832.01	0	0.1597958	1481.4	0.681533	0.470742
7	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5380.*	20.00006	3832.01	0	0.1949094	1481.4	0.7144105	0.5231116
8	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5360.*	20.00006	3832.007	0	0.2370724	1481.4	0.7479864	0.5735424
9	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5340.*	20.00006	3832.003	0	0.2868731	1481.4	0.7839413	0.6302404
10	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5320.*	20.00006	3832	0	0.3451392	1481.4	0.8225523	0.6940721
11	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5300	20.00006	3832	0	0.4147699	1481.4	0.8626226	0.7673206
12	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5280.*	20.00006	3832.144	0	0.5005168	1481.4	0.9003642	0.8355701
13	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5260.*	20.00006	3832.287	0	0.5953359	1481.4	0.9315889	0.8981016
14	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5240.*	20.00006	3832.433	0	0.6850256	1481.4	0.9531693	0.9443043
15	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5220.*	20.00006	3832.576	0	0.7570372	1481.4	0.9625807	0.9677197
16	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5200	20.00006	3832.72	0	0.8017135	1481.4	0.9620141	0.9675163
17	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5180.*	20.00006	3832.775	0	0.8214326	1481.4	0.957711	0.9633847
18	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5160.*	20.00006	3832.826	0	0.8220131	1481.4	0.9517714	0.9530344
19	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5140.*	20.00006	3832.881	4.318029E-05	0.8047407	1481.4	0.9434776	0.937378
20	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5120.*	20.00006	3832.936	6.058727E-05	0.7766128	1481.4	0.932893	0.9174476
21	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5100	20.00006	3832.991	6.042495E-05	0.7490771	1481.4	0.9250218	0.8932227
22	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5080.*	20.00006	3832.787	4.336821E-05	0.7297584	1481.4	0.9257276	0.8965787
23	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5060.*	20.00006	3832.586	3.051024E-05	0.7166111	1481.4	0.9315828	0.9001312
24	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5040.*	20.00006	3832.385	2.636732E-05	0.7044396	1481.4	0.9363959	0.9069353
25	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5020.*	20.00006	3832.183	2.278817E-05	0.6943254	1481.4	0.9462574	0.9138
26	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5000	20.00006	3831.979	0	0.7010095	1481.4	0.9621081	0.9427896
27	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4980.*	20.00006	3831.784	0	0.7338505	1481.4	0.9908569	0.9924206
28	RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4960.*	20.00006	3831.589	0	0.7958484	1481.4	1.022464	1.056062

Figura 3.103 Resultados de transporte de sedimentos con varias variables

Los cálculos son para caudales de 1336.58 m³/s que se presentan el 02 de febrero 2013 a horas 19:00 horas, que es la máxima duración del día cuando pasa 19:00horas inmediatamente cambiara el caudal para próximo día 03 de Febrero del 2013

River	Reach	RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m ³ /s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)	Mass In Cum: /
1 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5500	20.00006	3830.001	3.265482E-06	5.074058E-02	1336.58	0.5048806	0.2543774	9
2 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5480.*	20.00006	3830.403	0	5.710521E-02	1336.58	0.5329739	0.2863681	9
3 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5460.*	20.00006	3830.802	0	7.022534E-02	1336.58	0.5624967	0.3222271	1
4 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5440.*	20.00006	3831.205	0	8.900756E-02	1336.58	0.5940143	0.3625152	1
5 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5420.*	20.00006	3831.607	0	0.1133447	1336.58	0.6276336	0.4086455	1
6 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5400	20.00006	3832.01	0	0.1421956	1336.58	0.6617171	0.4515448	2
7 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5380.*	20.00006	3832.01	0	0.1746788	1336.58	0.6946036	0.5034144	2
8 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5360.*	20.00006	3832.007	0	0.2135339	1336.58	0.7280382	0.5531454	3
9 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5340.*	20.00006	3832.003	0	0.2587069	1336.58	0.7638904	0.6091973	3
10 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5320.*	20.00006	3832	0	0.3136492	1336.58	0.8024456	0.6724612	4
11 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5300	20.00006	3832	0	0.3806719	1336.58	0.8428906	0.7460523	5
12 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5280.*	20.00006	3832.144	0	0.4532956	1336.58	0.8818398	0.8162766	6
13 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5260.*	20.00006	3832.287	0	0.5565514	1336.58	0.9147283	0.8819566	8
14 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5240.*	20.00006	3832.433	0	0.6479303	1336.58	0.9377747	0.9311889	9
15 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5220.*	20.00006	3832.576	0	0.7216399	1336.58	0.9483004	0.9570675	1
16 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5200	20.00006	3832.72	0	0.7693006	1336.58	0.9484795	0.9585006	1
17 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5180.*	20.00006	3832.775	0	0.7917132	1336.58	0.9444521	0.9556093	1
18 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5160.*	20.00006	3832.826	0	0.7960954	1336.58	0.9383004	0.944213	1
19 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5140.*	20.00006	3832.881	7.513593E-05	0.7787257	1336.58	0.9294204	0.9273383	1
20 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5120.*	20.00006	3832.936	1.104703E-04	0.7506143	1336.58	0.9181062	0.905918	1
21 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5100	20.00006	3832.991	1.115875E-04	0.7220165	1336.58	0.909403	0.8786421	1
22 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5080.*	20.00006	3832.787	8.406692E-05	0.6983021	1336.58	0.9089838	0.8809806	1
23 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5060.*	20.00006	3832.586	6.140352E-05	0.6818357	1336.58	0.9135079	0.881692	1
24 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5040.*	20.00006	3832.385	5.46764E-05	0.6663822	1336.58	0.9189156	0.8844644	1
25 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5020.*	20.00006	3832.183	4.726606E-05	0.655068	1336.58	0.925347	0.8894199	1
26 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	5000	20.00006	3831.979	0	0.6579442	1336.58	0.9386612	0.913192	1
27 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4980.*	20.00006	3831.784	0	0.6797765	1336.58	0.9632733	0.9540316	1
28 RIO HEC	EJE RIO ILAVE	4960.*	20.00006	3831.589	0	0.7252373	1336.58	0.9909785	1.009165	

Figura 3.104 Tabla con resultados de transporte de sedimentos para diferentes caudales

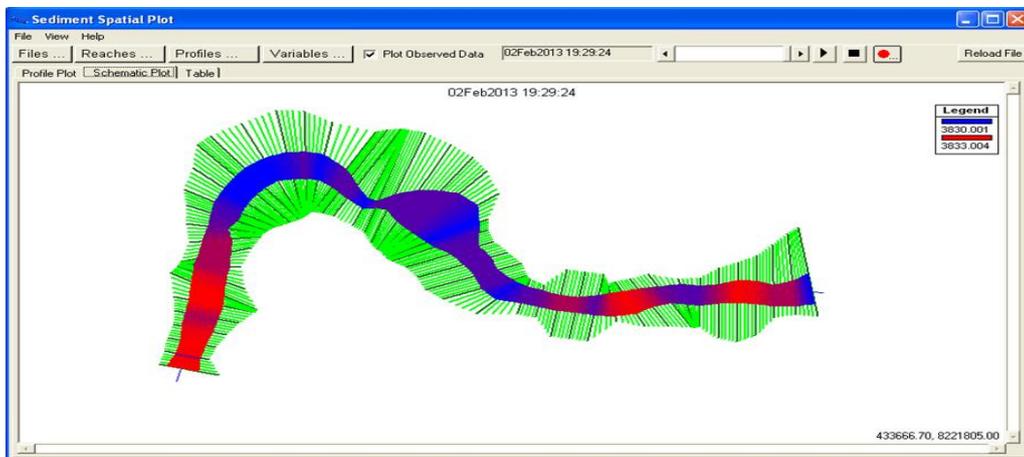
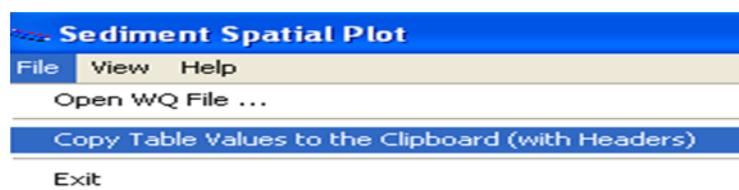


Figura 3.105 Representación esquemática de la profundidad de deposición con caudal máximo y duración máxima

Después de tener los resultados cuantitativos de transporte de sedimento en tablas anteriores ya mostradas, con diferentes duraciones y caudales máximos de diseño se quiere conocer que secciones son sedimentadas, socavadas o están en equilibrio.

Para ver y cuantificar los resultados se tiene que transportar al programa Excel para luego ser identificado con colores los datos de sedimento, Equilibrio y socavación, para esto ejecutar *File/copy TableValues to the Clipboard*



3.3.9.8.- Resultados de transporte de sedimentos

Cuantitativamente se puede comparar las magnitudes de los parámetros analizados, como lo son el caudal, la velocidad, el esfuerzo cortante, la masa transportada y la capacidad de transporte en cada sección, etc. Esto también permite observar la variación del comportamiento hidráulico y geométrico de sección a sección.

Además, en este modo, se constata las dimensiones de los cambios observados cuantitativamente, por ejemplo, en la siguiente tabla diferenciamos las secciones socavadas con color naranja y las secciones sedimentadas con color verde y las secciones en equilibrio permanecen de color blanco para apreciar mejor los resultados ver cuadro (3.13)

En la Tabla de Resultados de Transporte de Sedimentos para la serie de flujo del segundo día presentada a continuación se identifica claramente que la sección 0+200 se sedimentó 1.6cm mientras que la sección 0+100 se socavó 13.8 cm, también se puede observar que las velocidades varían por lo que el esfuerzo cortante correspondiente es igualmente variado y que la capacidad de transporte es menor en las zonas socavadas que en las sedimentada

Cuadro 3.13 Resultados de transporte de sedimentos en régimen no permanente

N ^a	RIO	Secciones	Distancia	Elevación del Lecho	Cambio en el lecho	Masa de sedimentos transportados	Caudal del diseño	Velocidad	Esfuerzo Cortante
	Reach	RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)
1	EJE RIO ILAVE	5500	20.0	3830.001	3.27E-06	6.14E-02	1481.4	0.5259277	0.2715493
2	EJE RIO ILAVE	5480.*	20.0	3830.403	0	6.90E-02	1481.4	0.5539452	0.3047705
3	EJE RIO ILAVE	5460.*	20.0	3830.802	0	8.37E-02	1481.4	0.5833118	0.3405806
4	EJE RIO ILAVE	5440.*	20.0	3831.205	0	0.1033261	1481.4	0.6145552	0.3812544
5	EJE RIO ILAVE	5420.*	20.0	3831.607	0	0.1294942	1481.4	0.6477718	0.4275465
6	EJE RIO ILAVE	5400	20.0	3832.01	0	0.1597558	1481.4	0.681533	0.470742
7	EJE RIO ILAVE	5380.*	20.0	3832.01	0	0.1949094	1481.4	0.7144105	0.5231116
8	EJE RIO ILAVE	5360.*	20.0	3832.007	0	0.2370724	1481.4	0.7479864	0.5735424
9	EJE RIO ILAVE	5340.*	20.0	3832.003	0	0.2868731	1481.4	0.7839413	0.6302404
10	EJE RIO ILAVE	5320.*	20.0	3832	0	0.3451392	1481.4	0.8225523	0.6940721
11	EJE RIO ILAVE	5300	20.0	3832	0	0.4147699	1481.4	0.8626226	0.7673206
12	EJE RIO ILAVE	5280.*	20.0	3832.144	0	0.5005168	1481.4	0.9003642	0.8355701
13	EJE RIO ILAVE	5260.*	20.0	3832.287	0	0.5953359	1481.4	0.9315889	0.8981016
14	EJE RIO ILAVE	5240.*	20.0	3832.433	0	0.6850256	1481.4	0.9531693	0.9443043

15	EJE RIO ILAVE	5220.*	20.0	3832.576	0	0.7570372	1481.4	0.9625807	0.9677197
16	EJE RIO ILAVE	5200	20.0	3832.72	0	0.8017135	1481.4	0.9620141	0.9676163
17	EJE RIO ILAVE	5180.*	20.0	3832.775	0	0.8214326	1481.4	0.957711	0.9639847
18	EJE RIO ILAVE	5160.*	20.0	3832.826	0	0.8220131	1481.4	0.9517714	0.9530344
19	EJE RIO ILAVE	5140.*	20.0	3832.881	4.32E-05	0.8047407	1481.4	0.9434776	0.937378
20	EJE RIO ILAVE	5120.*	20.0	3832.936	6.06E-05	0.7766128	1481.4	0.932893	0.9174476
21	EJE RIO ILAVE	5100	20.0	3832.991	6.04E-05	0.7490771	1481.4	0.9250218	0.8932227
22	EJE RIO ILAVE	5080.*	20.0	3832.787	4.34E-05	0.7297584	1481.4	0.9257276	0.8965787
23	EJE RIO ILAVE	5060.*	20.0	3832.586	3.05E-05	0.7166111	1481.4	0.9315828	0.9001312
24	EJE RIO ILAVE	5040.*	20.0	3832.385	2.70E-05	0.7044396	1481.4	0.9383859	0.9058353
25	EJE RIO ILAVE	5020.*	20.0	3832.183	2.28E-05	0.6943254	1481.4	0.9462574	0.9138
26	EJE RIO ILAVE	5000	20.0	3831.979	0	0.7010095	1481.4	0.9621081	0.9427896
27	EJE RIO ILAVE	4980.*	20.0	3831.784	0	0.7338505	1481.4	0.9908569	0.9924206
28	EJE RIO ILAVE	4960.*	20.0	3831.589	0	0.7958484	1481.4	1.022464	1.056062
29	EJE RIO ILAVE	4940.*	20.0	3831.391	0	0.872954	1481.4	1.049873	1.114107
30	EJE RIO ILAVE	4920.*	20.0	3831.196	0	0.9570786	1481.4	1.074704	1.169284
31	EJE RIO ILAVE	4900	20.0	3831.001	0	1.027555	1481.4	1.088685	1.203046
32	EJE RIO ILAVE	4880.*	20.0	3831.001	0	1.059586	1481.4	1.083214	1.183896
33	EJE RIO ILAVE	4860.*	20.0	3831.001	3.24E-05	1.049292	1481.4	1.067769	1.143608
34	EJE RIO ILAVE	4840.*	20.0	3831.001	1.11E-04	1.006144	1481.4	1.051692	1.103857
35	EJE RIO ILAVE	4820.*	20.0	3831.001	1.16E-04	0.9568932	1481.4	1.035179	1.064881
36	EJE RIO ILAVE	4800	20.0	3831.001	6.61E-05	0.9295372	1481.4	1.025829	1.0516
37	EJE RIO ILAVE	4780.*	20.0	3831.071	0	0.9338084	1481.4	1.030318	1.055385
38	EJE RIO ILAVE	4760.*	20.0	3831.141	0	0.9473062	1481.4	1.0393	1.078624
39	EJE RIO ILAVE	4740.*	20.0	3831.211	0	0.9587709	1481.4	1.044044	1.092853
40	EJE RIO ILAVE	4720.*	20.0	3831.281	0	0.962195	1481.4	1.044236	1.09735
41	EJE RIO ILAVE	4700	20.0	3831.351	0	0.9814472	1481.4	1.056204	1.135329
42	EJE RIO ILAVE	4680.*	20.0	3831.589	0	1.077496	1481.4	1.09845	1.234459
43	EJE RIO ILAVE	4660.*	20.0	3831.827	0	1.276947	1481.4	1.158632	1.386539
44	EJE RIO ILAVE	4640.*	20.0	3832.064	0	1.566306	1481.4	1.222371	1.55979
45	EJE RIO ILAVE	4620.*	20.0	3832.302	0	1.948093	1481.4	1.289842	1.757311
46	EJE RIO ILAVE	4600	20.0	3832.54	0	2.385057	1481.4	1.345483	1.924207
47	EJE RIO ILAVE	4580.*	20.0	3832.631	0	2.78541	1481.4	1.370948	2.005512
48	EJE RIO ILAVE	4560.*	20.0	3832.723	0	3.096837	1481.4	1.376719	2.028236
49	EJE RIO ILAVE	4540.*	20.0	3832.817	0	3.326093	1481.4	1.375871	2.030814
50	EJE RIO ILAVE	4520.*	20.0	3832.909	0	3.472655	1481.4	1.368432	2.013286
51	EJE RIO ILAVE	4500	20.0	3833	0	3.662297	1481.4	1.382276	2.077389
52	EJE RIO ILAVE	4480.*	20.0	3832.912	0	4.120004	1481.4	1.442551	2.265758
53	EJE RIO ILAVE	4460.*	20.0	3832.823	0	4.784179	1481.4	1.514775	2.510613
54	EJE RIO ILAVE	4440.*	20.0	3832.735	0	5.434108	1481.4	1.564794	2.689039
55	EJE RIO ILAVE	4420.*	20.0	3832.647	0	5.892838	1481.4	1.589452	2.781128
56	EJE RIO ILAVE	4400	20.0	3832.561	0	6.083381	1481.4	1.59354	2.805943
57	EJE RIO ILAVE	4380.*	20.0	3832.248	1.61E-04	6.025673	1481.4	1.588293	2.778095
58	EJE RIO ILAVE	4360.*	20.0	3831.937	6.96E-04	5.737571	1481.4	1.579149	2.738927
59	EJE RIO ILAVE	4340.*	20.0	3831.626	8.28E-04	5.387636	1481.4	1.565857	2.684876

60	EJE RIO ILAVE	4320.*	20.0	3831.313	9.04E-04	5.011597	1481.4	1.548705	2.616563
61	EJE RIO ILAVE	4300	20.0	3831.001	4.53E-04	4.820659	1481.4	1.54946	2.635147
62	EJE RIO ILAVE	4280.*	20.0	3831.199	0	4.898645	1481.4	1.588236	2.735854
63	EJE RIO ILAVE	4260.*	20.0	3831.4	0	5.089454	1481.4	1.638884	2.907943
64	EJE RIO ILAVE	4240.*	20.0	3831.601	0	5.268599	1481.4	1.673005	3.026459
65	EJE RIO ILAVE	4220.*	20.0	3831.799	0	5.329158	1481.4	1.684121	3.065179
66	EJE RIO ILAVE	4200	20.0	3832.001	4.49E-04	5.216539	1481.4	1.678544	3.031108
67	EJE RIO ILAVE	4180.*	20.0	3832.001	4.58E-04	5.071123	1481.4	1.670885	3.006242
68	EJE RIO ILAVE	4160.*	20.0	3832.001	3.77E-04	4.949843	1481.4	1.660869	2.965425
69	EJE RIO ILAVE	4140.*	20.0	3832.001	6.08E-04	4.763547	1481.4	1.642649	2.887599
70	EJE RIO ILAVE	4120.*	20.0	3832.001	8.27E-04	4.506944	1481.4	1.615652	2.767685
71	EJE RIO ILAVE	4100	20.0	3832.001	1.97E-04	4.437271	1481.4	1.611817	2.737838
72	EJE RIO ILAVE	4080.*	20.0	3831.836	0	4.625786	1481.4	1.663189	2.896174
73	EJE RIO ILAVE	4060.*	20.0	3831.671	0	5.064843	1481.4	1.736276	3.156864
74	EJE RIO ILAVE	4040.*	20.0	3831.505	-1.83E-03	5.63601	1481.4	1.7967	3.378089
75	EJE RIO ILAVE	4020.*	20.0	3831.343	-1.88E-03	6.224269	1481.4	1.842626	3.549246
76	EJE RIO ILAVE	4000	20.0	3831.181	0	6.612199	1481.4	1.850078	3.560665
77	EJE RIO ILAVE	3980.*	20.0	3831.135	3.24E-04	6.537097	1481.4	1.800392	3.36457
78	EJE RIO ILAVE	3960.*	20.0	3831.094	2.23E-03	5.81424	1481.4	1.725876	3.066614
79	EJE RIO ILAVE	3940.*	20.0	3831.052	2.09E-03	5.128525	1481.4	1.654177	2.795271
80	EJE RIO ILAVE	3920.*	20.0	3831.006	1.85E-03	4.511243	1481.4	1.585401	2.548677
81	EJE RIO ILAVE	3900	20.0	3830.963	0.0019856	3.831828	1481.4	1.495998	2.256407
82	EJE RIO ILAVE	3880.*	20.0	3830.79	2.12E-03	3.060238	1481.4	1.36695	1.875543
83	EJE RIO ILAVE	3860.*	20.0	3830.618	1.69E-03	2.404159	1481.4	1.228529	1.52052
84	EJE RIO ILAVE	3840.*	20.0	3830.444	1.20E-03	1.893252	1481.4	1.106402	1.263933
85	EJE RIO ILAVE	3820.*	20.0	3830.273	8.33E-04	1.522458	1481.4	1.000951	1.04685
86	EJE RIO ILAVE	3800	20.0	3830.102	5.08E-04	1.283005	1481.4	0.9209422	0.8827122
87	EJE RIO ILAVE	3780.*	20.0	3830.266	3.04E-04	1.139959	1481.4	0.8719232	0.7813118
88	EJE RIO ILAVE	3760.*	20.0	3830.431	2.17E-04	1.03936	1481.4	0.8369297	0.718708
89	EJE RIO ILAVE	3740.*	20.0	3830.599	1.95E-04	0.9465824	1481.4	0.8020772	0.6595276
90	EJE RIO ILAVE	3720.*	20.0	3830.763	1.75E-04	0.8650101	1481.4	0.7676785	0.6040105
91	EJE RIO ILAVE	3700	20.0	3830.931	1.37E-04	0.7991916	1481.4	0.7420706	0.5642558
92	EJE RIO ILAVE	3680.*	20.0	3830.943	9.69E-05	0.756137	1481.4	0.7329822	0.5508381
93	EJE RIO ILAVE	3660.*	20.0	3830.955	7.82E-05	0.7235081	1481.4	0.7313156	0.5489419
94	EJE RIO ILAVE	3640.*	20.0	3830.967	7.98E-05	0.6911812	1481.4	0.7284213	0.5452545
95	EJE RIO ILAVE	3620.*	20.0	3830.979	8.16E-05	0.6618419	1481.4	0.7243123	0.5398493
96	EJE RIO ILAVE	3600	20.0	3830.992	6.28E-05	0.6398381	1481.4	0.7238656	0.5402309
97	EJE RIO ILAVE	3580.*	20.0	3830.992	2.82E-05	0.6306571	1481.4	0.7317766	0.5527049
98	EJE RIO ILAVE	3560.*	20.0	3830.995	5.98E-06	0.6283439	1481.4	0.7429806	0.5705155
99	EJE RIO ILAVE	3540.*	20.0	3830.995	0	0.6309794	1481.4	0.752664	0.5862521
100	EJE RIO ILAVE	3520.*	20.0	3830.998	0	0.6366304	1481.4	0.7608082	0.5998048
101	EJE RIO ILAVE	3500	20.0	3831.001	0	0.6459492	1481.4	0.7715278	0.6173735
102	EJE RIO ILAVE	3480.*	20.0	3831.001	0	0.6622978	1481.4	0.7894695	0.6474732
103	EJE RIO ILAVE	3460.*	20.0	3831.001	0	0.687495	1481.4	0.8111778	0.6841702
104	EJE RIO ILAVE	3440.*	20.0	3831.001	0	0.7186995	1481.4	0.8327511	0.7217564

105	EJE RIO ILAVE	3420.*	20.0	3831.001	0	0.7541813	1481.4	0.853851	0.7594093
106	EJE RIO ILAVE	3400	20.0	3831.001	0	0.779519	1481.4	0.8543227	0.7604448
107	EJE RIO ILAVE	3380.*	20.0	3830.967	3.49E-05	0.7646616	1481.4	0.8162555	0.6950476
108	EJE RIO ILAVE	3360.*	20.0	3830.937	1.25E-04	0.7005636	1481.4	0.7627913	0.6059412
109	EJE RIO ILAVE	3340.*	20.0	3830.903	9.87E-05	0.6415761	1481.4	0.7147412	0.5311518
110	EJE RIO ILAVE	3320.*	20.0	3830.873	6.75E-05	0.6000654	1481.4	0.6713556	0.4679076
111	EJE RIO ILAVE	3300	20.0	3830.839	5.63E-05	0.5605271	1481.4	0.6335843	0.4155783
112	EJE RIO ILAVE	3280.*	20.0	3830.672	4.64E-05	0.5275964	1481.4	0.6023131	0.3746006
113	EJE RIO ILAVE	3260.*	20.0	3830.504	3.87E-05	0.4987667	1481.4	0.5751909	0.3404498
114	EJE RIO ILAVE	3240.*	20.0	3830.336	3.31E-05	0.4717093	1481.4	0.5501527	0.3106226
115	EJE RIO ILAVE	3220.*	20.0	3830.169	2.81E-05	0.4498717	1481.4	0.5269819	0.2843855
116	EJE RIO ILAVE	3200	20.0	3830.001	2.22E-05	0.4303937	1481.4	0.5054882	0.2624557
117	EJE RIO ILAVE	3180.*	20.0	3830.111	1.76E-05	0.4151377	1481.4	0.4856876	0.2413119
118	EJE RIO ILAVE	3160.*	20.0	3830.223	1.56E-05	0.4012582	1481.4	0.4677606	0.2240056
119	EJE RIO ILAVE	3140.*	20.0	3830.336	1.41E-05	0.3876633	1481.4	0.4516189	0.2089272
120	EJE RIO ILAVE	3120.*	20.0	3830.449	1.27E-05	0.375354	1481.4	0.4369423	0.1956564
121	EJE RIO ILAVE	3100	20.0	3830.559	1.09E-05	0.3646797	1481.4	0.4259891	0.1862979
122	EJE RIO ILAVE	3080.*	20.0	3830.65	9.38E-06	0.3555739	1481.4	0.4205433	0.1817698
123	EJE RIO ILAVE	3060.*	20.0	3830.739	8.77E-06	0.3468407	1481.4	0.4168673	0.1790685
124	EJE RIO ILAVE	3040.*	20.0	3830.83	8.72E-06	0.3394416	1481.4	0.4119057	0.1753341
125	EJE RIO ILAVE	3020.*	20.0	3830.918	8.65E-06	0.3304954	1481.4	0.4056841	0.1705777
126	EJE RIO ILAVE	3000	20.0	3831.007	2.05E-11	0.3225798	1481.4	0.4001113	0.165376
127	EJE RIO ILAVE	2980.*	20.0	3831.007	7.59E-06	0.3159118	1481.4	0.3972681	0.1635472
128	EJE RIO ILAVE	2960.*	20.0	3831.004	8.00E-06	0.3087615	1481.4	0.3956876	0.1619001
129	EJE RIO ILAVE	2940.*	20.0	3831.004	1.22E-11	0.3027071	1481.4	0.3938861	0.1599936
130	EJE RIO ILAVE	2920.*	20.0	3831.001	0	0.2967039	1481.4	0.3919706	0.1580826
131	EJE RIO ILAVE	2900	20.0	3831.001	6.64E-06	0.2912151	1481.4	0.3942456	0.1599494
132	EJE RIO ILAVE	2880.*	20.0	3831.001	5.40E-06	0.2870451	1481.4	0.4055144	0.1689
133	EJE RIO ILAVE	2860.*	20.0	3831.001	3.50E-06	0.2853439	1481.4	0.422483	0.1833857
134	EJE RIO ILAVE	2840.*	20.0	3831.001	0	0.2846867	1481.4	0.4415275	0.2003295
135	EJE RIO ILAVE	2820.*	20.0	3831.001	0	0.2856523	1481.4	0.4629006	0.2202356
136	EJE RIO ILAVE	2800	20.0	3831.001	0	0.2881348	1481.4	0.4884682	0.2454866
137	EJE RIO ILAVE	2780.*	20.0	3831.001	0	0.2925343	1481.4	0.5206017	0.2790614
138	EJE RIO ILAVE	2760.*	20.0	3831.001	0	0.301437	1481.4	0.5593876	0.3224838
139	EJE RIO ILAVE	2740.*	20.0	3831.001	0	0.3148473	1481.4	0.6053625	0.3781284
140	EJE RIO ILAVE	2720.*	20.0	3831.004	0	0.3322323	1481.4	0.6608719	0.451259
141	EJE RIO ILAVE	2700	20.0	3831.004	0	0.3504248	1481.4	0.7151133	0.5284353
142	EJE RIO ILAVE	2680.*	20.0	3831.013	0	0.3662072	1481.4	0.7528459	0.5849801
143	EJE RIO ILAVE	2660.*	20.0	3831.022	0	0.3773583	1481.4	0.7805827	0.629873
144	EJE RIO ILAVE	2640.*	20.0	3831.031	0	0.3850388	1481.4	0.8079028	0.6759295
145	EJE RIO ILAVE	2620.*	20.0	3831.04	0	0.386624	1481.4	0.8348506	0.7229396
146	EJE RIO ILAVE	2600	20.0	3831.05	1.37E-05	0.385234	1481.4	0.8562755	0.754609
147	EJE RIO ILAVE	2580.*	20.0	3830.839	0	0.3873141	1481.4	0.8663357	0.7748716
148	EJE RIO ILAVE	2560.*	20.0	3830.629	0	0.3924125	1481.4	0.8694519	0.7756782
149	EJE RIO ILAVE	2540.*	20.0	3830.418	0	0.3997736	1481.4	0.870653	0.7735447

150	EJE RIO ILAVE	2520.*	20.0	3830.211	0	0.4074428	1481.4	0.8700667	0.7686715
151	EJE RIO ILAVE	2500	20.0	3830.001	0	0.4157734	1481.4	0.8685429	0.7738863
152	EJE RIO ILAVE	2480.*	20.0	3830.199	3.17E-04	0.3493378	1481.4	0.8673275	0.7672221
153	EJE RIO ILAVE	2460.*	20.0	3830.4	0	0.3474557	1481.4	0.8665071	0.7726179
154	EJE RIO ILAVE	2440.*	20.0	3830.601	0	0.3527023	1481.4	0.8656216	0.777405
155	EJE RIO ILAVE	2420.*	20.0	3830.8	0	0.3595446	1481.4	0.8645661	0.7814226
156	EJE RIO ILAVE	2400	20.0	3831.001	0	0.3658049	1481.4	0.861407	0.7731025
157	EJE RIO ILAVE	2380.*	20.0	3831.001	0	0.3698174	1481.4	0.8538975	0.7662027
158	EJE RIO ILAVE	2360.*	20.0	3831.001	3.10E-06	0.36905	1481.4	0.8432994	0.7458863
159	EJE RIO ILAVE	2340.*	20.0	3831.001	1.40E-05	0.364941	1481.4	0.8313618	0.723744
160	EJE RIO ILAVE	2320.*	20.0	3831.001	2.05E-05	0.3580405	1481.4	0.8183228	0.7004714
161	EJE RIO ILAVE	2300	20.0	3831.001	1.49E-05	0.3531914	1481.4	0.8087624	0.6840489
162	EJE RIO ILAVE	2280.*	20.0	3830.998	0	0.352357	1481.4	0.8071271	0.6794199
163	EJE RIO ILAVE	2260.*	20.0	3830.995	0	0.3535399	1481.4	0.8088889	0.6813089
164	EJE RIO ILAVE	2240.*	20.0	3830.995	0	0.355347	1481.4	0.809518	0.6810384
165	EJE RIO ILAVE	2220.*	20.0	3830.991	0	0.3560705	1481.4	0.8089165	0.6786999
166	EJE RIO ILAVE	2200	20.0	3830.992	4.37E-06	0.3549977	1481.4	0.8028827	0.6687504
167	EJE RIO ILAVE	2180.*	20.0	3830.791	2.11E-05	0.34622	1481.4	0.7876357	0.6429575
168	EJE RIO ILAVE	2160.*	20.0	3830.595	2.75E-05	0.3338702	1481.4	0.7681071	0.6127228
169	EJE RIO ILAVE	2140.*	20.0	3830.397	2.72E-05	0.3211519	1481.4	0.7488726	0.5845116
170	EJE RIO ILAVE	2120.*	20.0	3830.199	2.56E-05	0.3081609	1481.4	0.7300041	0.5581729
171	EJE RIO ILAVE	2100	20.0	3830.001	2.07E-05	0.2980693	1481.4	0.7138034	0.5405052
172	EJE RIO ILAVE	2080.*	20.0	3830.199	1.55E-05	0.2899923	1481.4	0.7021464	0.5227653
173	EJE RIO ILAVE	2060.*	20.0	3830.4	1.44E-05	0.2826914	1481.4	0.6921178	0.5116802
174	EJE RIO ILAVE	2040.*	20.0	3830.602	1.38E-05	0.2763983	1481.4	0.6811184	0.4996687
175	EJE RIO ILAVE	2020.*	20.0	3830.8	1.47E-05	0.2688017	1481.4	0.6690945	0.4867084
176	EJE RIO ILAVE	2000	20.0	3831.001	1.06E-05	0.2622512	1481.4	0.6592918	0.4701314
177	EJE RIO ILAVE	1980.*	20.0	3830.873	9.16E-06	0.2579487	1481.4	0.6550038	0.4668311
178	EJE RIO ILAVE	1960.*	20.0	3830.748	7.98E-06	0.254023	1481.4	0.6531118	0.4598577
179	EJE RIO ILAVE	1940.*	20.0	3830.623	7.72E-06	0.250177	1481.4	0.6504687	0.4518392
180	EJE RIO ILAVE	1920.*	20.0	3830.495	7.19E-06	0.2466225	1481.4	0.6469642	0.4427389
181	EJE RIO ILAVE	1900	20.0	3830.37	7.31E-06	0.243094	1481.4	0.6437881	0.4350614
182	EJE RIO ILAVE	1880.*	20.0	3830.297	7.89E-06	0.23959	1481.4	0.6430352	0.4289813
183	EJE RIO ILAVE	1860.*	20.0	3830.22	6.54E-06	0.2361279	1481.4	0.644804	0.4272497
184	EJE RIO ILAVE	1840.*	20.0	3830.147	5.31E-06	0.2329179	1481.4	0.6479009	0.4274062
185	EJE RIO ILAVE	1820.*	20.0	3830.074	5.07E-06	0.2309576	1481.4	0.651269	0.4280054
186	EJE RIO ILAVE	1800	20.0	3830.001	4.98E-06	0.2289765	1481.4	0.65308	0.4315467
187	EJE RIO ILAVE	1780.*	20.0	3830.001	4.86E-06	0.2271041	1481.4	0.6520845	0.4266703
188	EJE RIO ILAVE	1760.*	20.0	3830.001	4.90E-06	0.2253188	1481.4	0.6495566	0.4247514
189	EJE RIO ILAVE	1740.*	20.0	3830.001	5.45E-06	0.2225632	1481.4	0.6463085	0.4219217
190	EJE RIO ILAVE	1720.*	20.0	3830.001	6.56E-06	0.2207053	1481.4	0.6415082	0.4171676
191	EJE RIO ILAVE	1700	20.0	3830.001	6.24E-06	0.2178919	1481.4	0.6384427	0.413161
192	EJE RIO ILAVE	1680.*	20.0	3830.001	3.59E-06	0.2166972	1481.4	0.641205	0.4184933
193	EJE RIO ILAVE	1660.*	20.0	3830.001	0	0.215385	1481.4	0.6468935	0.4260509
194	EJE RIO ILAVE	1640.*	20.0	3830.001	0	0.2147036	1481.4	0.6521412	0.4331279

195	EJE RIO ILAVE	1620.*	20.0	3830.001	0	0.2137726	1481.4	0.6559582	0.4383784
196	EJE RIO ILAVE	1600	20.0	3830.001	0	0.2131902	1481.4	0.6620679	0.4465094
197	EJE RIO ILAVE	1580.*	20.0	3830.001	0	0.2147003	1481.4	0.6764466	0.4661137
198	EJE RIO ILAVE	1560.*	20.0	3830.001	0	0.2197383	1481.4	0.6960874	0.4930991
199	EJE RIO ILAVE	1540.*	20.0	3830.001	0	0.2272005	1481.4	0.716565	0.5220511
200	EJE RIO ILAVE	1520.*	20.0	3830.001	0	0.2369498	1481.4	0.7376941	0.5528168
201	EJE RIO ILAVE	1500	20.0	3830.001	0	0.2573721	1481.4	0.7780735	0.6243358
202	EJE RIO ILAVE	1480.*	20.0	3830.156	0	0.2993697	1481.4	0.842891	0.7343444
203	EJE RIO ILAVE	1460.*	20.0	3830.315	0	0.3547772	1481.4	0.8976327	0.838989
204	EJE RIO ILAVE	1440.*	20.0	3830.473	0	0.4123696	1481.4	0.9341294	0.9188603
205	EJE RIO ILAVE	1420.*	20.0	3830.632	0	0.4759527	1481.4	0.9672814	0.9971736
206	EJE RIO ILAVE	1400	20.0	3830.791	0	0.5495625	1481.4	1.001638	1.070584
207	EJE RIO ILAVE	1380.*	20.0	3830.827	0	0.6364617	1481.4	1.040077	1.161778
208	EJE RIO ILAVE	1360.*	20.0	3830.864	0	0.7366377	1481.4	1.081371	1.252684
209	EJE RIO ILAVE	1340.*	20.0	3830.897	0	0.8500289	1481.4	1.124011	1.35119
210	EJE RIO ILAVE	1320.*	20.0	3830.934	0	0.9785745	1481.4	1.168192	1.458224
211	EJE RIO ILAVE	1300	20.0	3830.97	0	1.144477	1481.4	1.226637	1.62106
212	EJE RIO ILAVE	1280.*	20.0	3831.031	0	1.390003	1481.4	1.3153	1.864458
213	EJE RIO ILAVE	1260.*	20.0	3831.095	0	1.795529	1481.4	1.429143	2.212806
214	EJE RIO ILAVE	1240.*	20.0	3831.154	-1.87E-03	2.419206	1481.4	1.562145	2.661434
215	EJE RIO ILAVE	1220.*	20.0	3831.214	-2.93E-03	3.314284	1481.4	1.71996	3.25344
216	EJE RIO ILAVE	1200	20.0	3831.277	-3.99E-03	4.436183	1481.4	1.858601	3.84718
217	EJE RIO ILAVE	1180.*	20.0	3831.421	-3.80E-03	5.626387	1481.4	1.918499	4.136889
218	EJE RIO ILAVE	1160.*	20.0	3831.564	-3.12E-03	6.702387	1481.4	1.926531	4.27165
219	EJE RIO ILAVE	1140.*	20.0	3831.708	-2.53E-03	7.650014	1481.4	1.926442	4.39738
220	EJE RIO ILAVE	1120.*	20.0	3831.855	-2.20E-03	8.546906	1481.4	1.927566	4.561738
221	EJE RIO ILAVE	1100	20.0	3832	0	9.152011	1481.4	1.909882	4.519092
222	EJE RIO ILAVE	1080.*	20.0	3832.001	6.80E-04	8.816745	1481.4	1.843577	4.244547
223	EJE RIO ILAVE	1060.*	20.0	3832.003	2.72E-03	7.662259	1481.4	1.746881	3.730951
224	EJE RIO ILAVE	1040.*	20.0	3832.003	2.88E-03	6.324389	1481.4	1.644764	3.244233
225	EJE RIO ILAVE	1020.*	20.0	3832.003	2.72E-03	4.99781	1481.4	1.537325	2.786594
226	EJE RIO ILAVE	1000	20.0	3832.002	1.74E-03	4.106342	1481.4	1.453958	2.561934
227	EJE RIO ILAVE	980.*	20.0	3832.001	2.56E-04	3.940267	1481.4	1.428114	2.696593
228	EJE RIO ILAVE	960.*	20.0	3832	0	4.047573	1481.4	1.431886	3.075021
229	EJE RIO ILAVE	940.*	20.0	3832	0	4.241504	1481.4	1.434801	3.476445
230	EJE RIO ILAVE	920.*	20.0	3832	0	4.366433	1481.4	1.439675	3.432972
231	EJE RIO ILAVE	900	20.0	3832	0	4.422883	1481.4	1.448143	3.235799
232	EJE RIO ILAVE	880.*	20.0	3832.122	0	4.620436	1481.4	1.458895	3.554354
233	EJE RIO ILAVE	860.*	20.0	3832.247	0	4.859292	1481.4	1.472809	3.677793
234	EJE RIO ILAVE	840.*	20.0	3832.372	0	4.97443	1481.4	1.487642	3.3496
235	EJE RIO ILAVE	820.*	20.0	3832.497	0	4.996608	1481.4	1.500407	3.024961
236	EJE RIO ILAVE	800	20.0	3832.619	6.04E-05	4.981723	1481.4	1.511159	2.801477
237	EJE RIO ILAVE	780.*	20.0	3832.695	0	5.034717	1481.4	1.520039	2.758957
238	EJE RIO ILAVE	760.*	20.0	3832.772	0	5.160207	1481.4	1.527844	2.808834
239	EJE RIO ILAVE	740.*	20.0	3832.848	0	5.321215	1481.4	1.535047	2.858765

240	EJE RIO ILAVE	720.*	20.0	3832.924	0	5.494692	1481.4	1.541387	2.907084
241	EJE RIO ILAVE	700	20.0	3833	0	5.886135	1481.4	1.575439	3.096878
242	EJE RIO ILAVE	680.*	20.0	3832.995	-1.79E-03	6.854467	1481.4	1.663406	3.500636
243	EJE RIO ILAVE	660.*	20.0	3832.994	-2.89E-03	8.379477	1481.4	1.771494	4.055476
244	EJE RIO ILAVE	640.*	20.0	3832.99	-3.64E-03	10.34274	1481.4	1.870042	4.645306
245	EJE RIO ILAVE	620.*	20.0	3832.987	-4.09E-03	12.55223	1481.4	1.962282	5.295169
246	EJE RIO ILAVE	600	20.0	3832.987	-4.06E-03	14.7239	1481.4	2.042758	5.916492
247	EJE RIO ILAVE	580.*	20.0	3832.79	-3.35E-03	16.4901	1481.4	2.100936	6.41153
248	EJE RIO ILAVE	560.*	20.0	3832.593	-2.36E-03	17.68174	1481.4	2.139001	6.682717
249	EJE RIO ILAVE	540.*	20.0	3832.397	0	18.34592	1481.4	2.164403	6.85067
250	EJE RIO ILAVE	520.*	20.0	3832.198	0	18.59186	1481.4	2.180284	6.9592
251	EJE RIO ILAVE	500	20.0	3832	0	18.76071	1481.4	2.193353	7.1187
252	EJE RIO ILAVE	480.*	20.0	3832.156	0	19.21677	1481.4	2.206453	7.057919
253	EJE RIO ILAVE	460.*	20.0	3832.311	0	19.71936	1481.4	2.20994	6.968721
254	EJE RIO ILAVE	440.*	20.0	3832.467	0	19.80941	1481.4	2.198089	6.723494
255	EJE RIO ILAVE	420.*	20.0	3832.627	1.34E-03	19.12275	1481.4	2.173371	6.382
256	EJE RIO ILAVE	400	20.0	3832.781	0	19.18022	1481.4	2.180552	6.372787
257	EJE RIO ILAVE	380.*	20.0	3832.817	-3.19E-03	20.76217	1481.4	2.267497	6.856297
258	EJE RIO ILAVE	360.*	20.0	3832.854	-6.10E-03	23.91814	1481.4	2.401857	7.774423
259	EJE RIO ILAVE	340.*	20.0	3832.889	-1.03E-02	28.32358	1481.4	2.54737	8.825359
260	EJE RIO ILAVE	320.*	20.0	3832.927	-1.22E-02	34.011	1481.4	2.705491	10.07179
261	EJE RIO ILAVE	300	20.0	3832.961	-1.79E-02	41.0905	1481.4	2.870279	11.51654
262	EJE RIO ILAVE	280.*	20.0	3832.945	-4.01E-02	55.25238	1481.4	3.103266	16.61876
263	EJE RIO ILAVE	260.*	20.0	3832.844	0.1442203	78.94462	1481.4	3.477643	28.25435
264	EJE RIO ILAVE	240.*	20.0	3832.868	0.1225516	111.1881	1481.4	3.827535	31.76726
265	EJE RIO ILAVE	220.*	20.0	3832.967	0.0305383	126.0741	1481.4	3.855584	25.02039
266	EJE RIO ILAVE	200	20.0	3831.805	6.11E-03	129.6227	1481.4	3.828749	26.28152
267	EJE RIO ILAVE	180.*	20.0	3832.933	-6.71E-02	154.8638	1481.4	4.054844	26.20392
268	EJE RIO ILAVE	160.*	20.0	3832.91	-8.98E-02	189.0031	1481.4	4.209912	30.27823
269	EJE RIO ILAVE	140.*	20.0	3832.933	-6.75E-02	219.6407	1481.4	4.256269	31.26986
270	EJE RIO ILAVE	120.*	20.0	3832.931	-6.96E-02	253.8765	1481.4	4.322762	32.60606
271	EJE RIO ILAVE	100	0.0	3832.928	-8.17E-02	273.1495	1481.4	4.343192	31.83881

Fuente: elaboración propia Zonas de Socavación y Sedimentación, a las 19.29 horas del día 02 de Febrero del 2013 con un caudal de 1012.941 m³/s.

Figura 3.142 Niveles del Fondo del Lecho que Muestran la Socavación Durante la Acción del Flujo.

Profile Plot Schematic Plot Table	River	Reach	RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)
244	RIO HEC	EJE RIO LAVI	640.*	20.00006	3832.99	-3.54154E-03	10.34274	1481.4	1.870042	4.645306
245	RIO HEC	EJE RIO LAVI	620.*	20.00006	3832.987	-4.094113E-03	12.55223	1481.4	1.962282	5.295169
246	RIO HEC	EJE RIO LAVI	600	20.00006	3832.987	-4.064803E-03	14.7239	1481.4	2.042758	5.916492
247	RIO HEC	EJE RIO LAVI	580.*	20.00006	3832.79	-3.352977E-03	16.4901	1481.4	2.100936	6.411153
248	RIO HEC	EJE RIO LAVI	560.*	20.00006	3832.593	-2.956995E-03	17.66174	1481.4	2.139901	6.882717
249	RIO HEC	EJE RIO LAVI	540.*	20.00006	3832.397	0	18.34592	1481.4	2.164403	6.95067
250	RIO HEC	EJE RIO LAVI	520.*	20.00006	3832.198	0	18.59186	1481.4	2.180284	6.9592
251	RIO HEC	EJE RIO LAVI	500	20.00006	3832	0	18.76071	1481.4	2.193353	7.1167
252	RIO HEC	EJE RIO LAVI	480.*	20.00006	3832.156	0	19.21677	1481.4	2.208453	7.057919
253	RIO HEC	EJE RIO LAVI	460.*	20.00006	3832.311	0	19.71936	1481.4	2.20994	6.968721
254	RIO HEC	EJE RIO LAVI	440.*	20.00006	3832.467	0	19.80941	1481.4	2.198089	6.723494
255	RIO HEC	EJE RIO LAVI	420.*	20.00006	3832.627	1.339041E-03	19.12275	1481.4	2.173371	6.362
256	RIO HEC	EJE RIO LAVI	400	20.00006	3832.791	0	19.18022	1481.4	2.180952	6.372797
257	RIO HEC	EJE RIO LAVI	380.*	20.00006	3832.817	-3.186093E-03	20.76217	1481.4	2.267497	6.856297
258	RIO HEC	EJE RIO LAVI	360.*	20.00006	3832.854	-6.099228E-03	23.91814	1481.4	2.401857	7.774423
259	RIO HEC	EJE RIO LAVI	340.*	20.00006	3832.889	-1.023712E-02	28.32358	1481.4	2.54737	8.825359
260	RIO HEC	EJE RIO LAVI	320.*	20.00006	3832.927	-1.221854E-02	34.011	1481.4	2.705491	10.07179
261	RIO HEC	EJE RIO LAVI	300	20.00006	3832.961	-1.789587E-02	41.0905	1481.4	2.870279	11.51656
262	RIO HEC	EJE RIO LAVI	280.*	20.00006	3832.945	-4.009456E-02	55.25238	1481.4	3.109266	16.61876
263	RIO HEC	EJE RIO LAVI	260.*	20.00006	3832.844	-0.1442203	78.84462	1481.4	3.477643	28.25435
264	RIO HEC	EJE RIO LAVI	240.*	20.00006	3832.868	-0.1225516	111.1881	1481.4	3.827535	31.76726
265	RIO HEC	EJE RIO LAVI	220.*	20.00006	3832.967	-0.0305383	126.0741	1481.4	3.855584	26.02039
266	RIO HEC	EJE RIO LAVI	200	20.00006	3831.805	6.107434E-03	129.6227	1481.4	3.829749	26.28152
267	RIO HEC	EJE RIO LAVI	180.*	20.00006	3832.933	-6.710777E-02	154.8638	1481.4	4.054844	26.03392
268	RIO HEC	EJE RIO LAVI	160.*	20.00006	3832.91	-8.982866E-02	189.0031	1481.4	4.209912	30.27823
269	RIO HEC	EJE RIO LAVI	140.*	20.00006	3832.933	-6.747508E-02	219.6407	1481.4	4.256269	31.26986
270	RIO HEC	EJE RIO LAVI	120.*	20.00006	3832.931	-6.962307E-02	253.8765	1481.4	4.322762	32.60606
271	RIO HEC	EJE RIO LAVI	100	0	3832.928	-8.171551E-02	273.1495	1481.4	4.343192	31.63681

Figur

a 3.106 resultados de transporte de sedimentos a caudales máximos en la duración 02 de febrero 2013

- **Menú principal/ View/ Sediment Time Series Plot** – presenta los cambios en las secciones transversales gráficamente en la pestaña **Profile Plot** y **Schematic Plot**, y numéricamente en la pestaña **Table**.

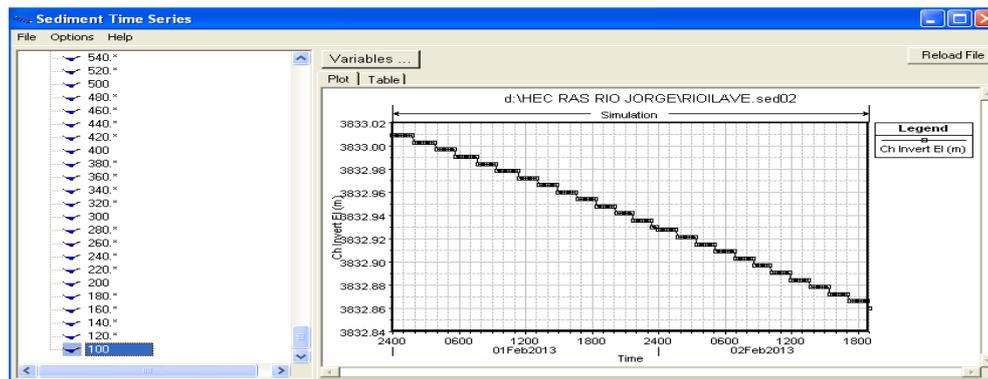


Figura 3.107 Sección 0+100, Niveles del Fondo del Lecho que Muestran la Sedimentación Durante la Acción del Flujo.

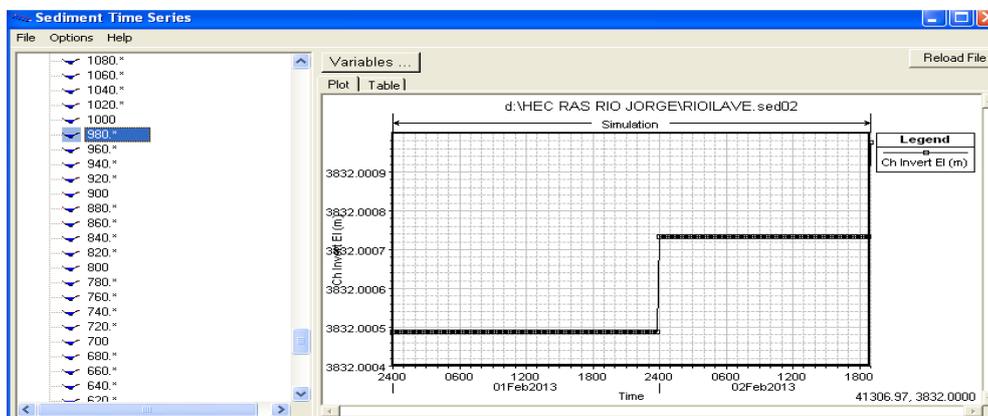


Figura 3.108 Sección 0+900, Niveles del Fondo del Lecho que Muestran la

Sovacación Durante la Acción del Flujo.

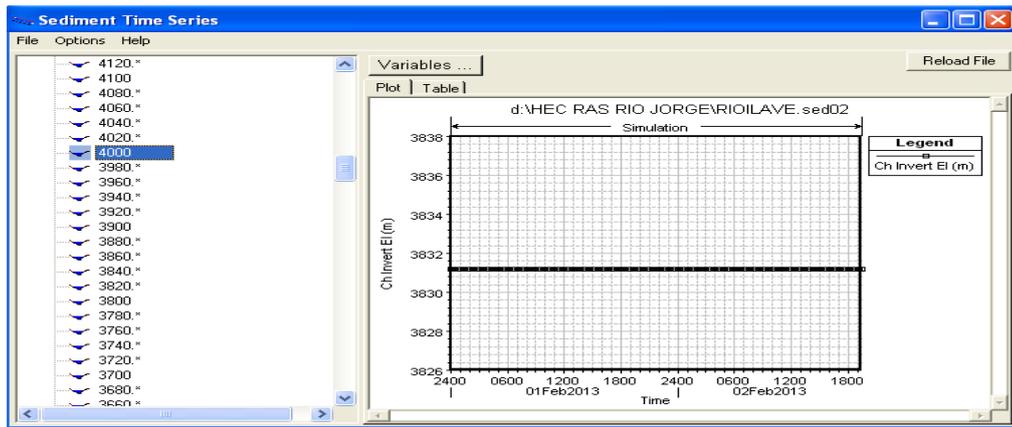


Figura 3.109 Sección 4+000, Niveles del Fondo del Lecho que Muestran el Equilibrio Durante la Acción del Flujo.

- **Menú principal/ View/ Sediment XS change**– presenta los cambios en las secciones transversales gráficamente y se muestra las secciones erosionados acumulados y estables.

Para observar la animación de los cambios en el perfil se debe ir al **Menú Principal** y dar clic en el ícono de **View Profiles**

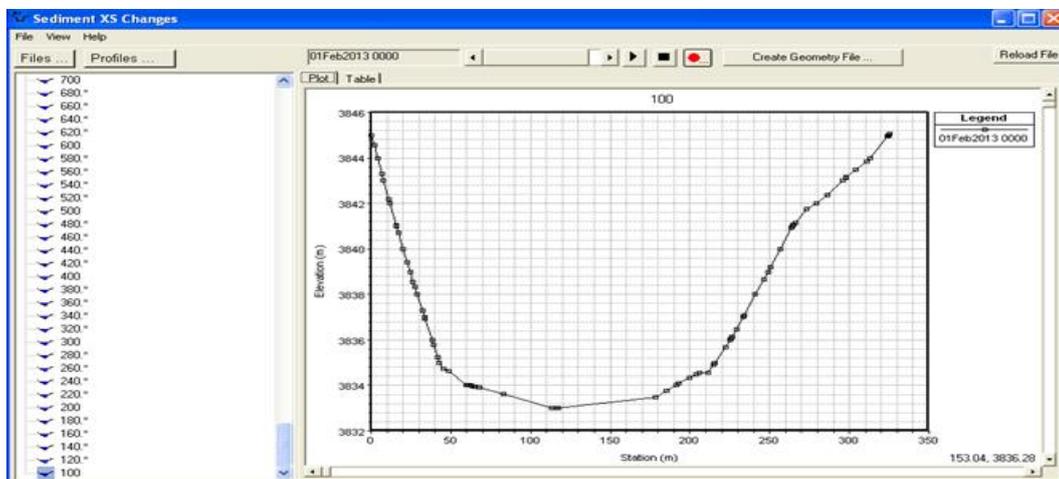


Figura 3.110 Geometrías de la sección transversal (0+100) por defecto de transporte de sovacación

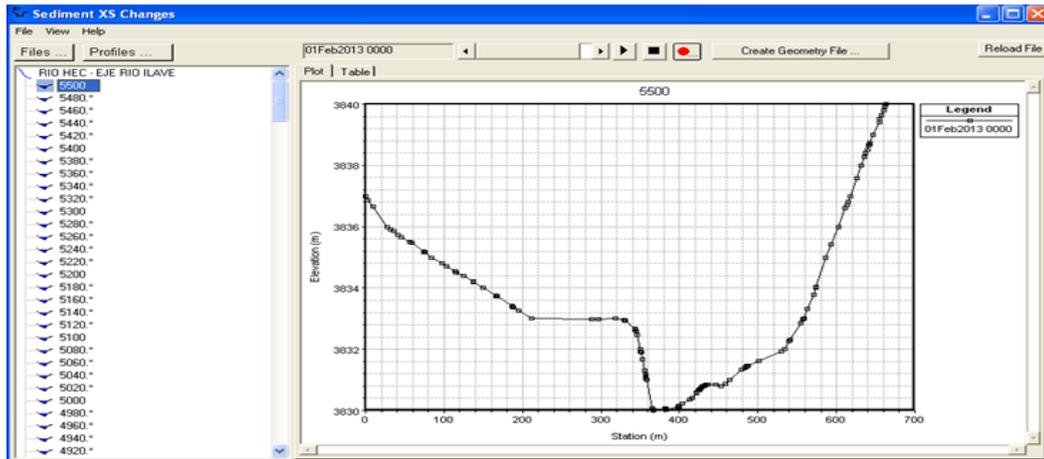


Figura 3.111 Geometrías de la sección transversal (5+500) por defecto de transporte de socavación

Finalmente, los resultados obtenidos están dentro del rango aceptable puesto que no exceden ni tampoco no alcanzan los valores esperados para los datos ingresados, ya que sus magnitudes no presentan valores picos, se asume que no hay elementos que desestabilicen o invaliden el modelo

3.3.9.9.- Metodología de Cálculo de socavación en infraestructuras hidráulicas

3.3.9.9.1.- Socavación general del lecho (por contracción)

La profundidad total de socavación es una combinación de la socavación general y la socavación por contracción y la socavación local en cada pila y estribos individuales, una vez introducido al programa de la ventana Hydraulic Design de socavación por contracción ver figura 3.112

Contraction	Pier Abutment		
	LOB	Channel	ROB
Y1:	0.75	3.55	0.08
V1:	0.92	3.03	0.18
Y0:	0.49	3.24	0.02
Q2:	0.00	1481.40	0.00
W2:	4.29	117.49	0.01
D50:	0.0022	0.0038	0.0022
Equation:	Defau	Defau	Defau
Live Bed Specific Data			
Q1:	6.99	1481.40	0.01
W1:	10.19	137.26	0.80
K1:	K1 ... 0.400	0.44	0.400
Approach XS River Sta.: 280.*			

Figura 3.112 Datos de socavación por contracción en el puente

3.3.9.9.2.- Socavación local al pie de cepas

Para estimar la socavación máxima al pie de una pila o de los estribos de sección circular inserta en un lecho de arena, se recomienda emplear las expresiones de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh), envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores y/o la relación de Richardson (R).

The screenshot shows a software interface for calculating local scour. It includes fields for pier shape (Round nose), dimensions (a: 1.70, D50: 0.0038), velocity (Y1: 3.57, V1: 3.04, Fr1: 0.514), and various coefficients (K1: 5.00, Angle: 90.00, L: 5.57, K2: 2.50, K3: 1.1 - Clear-Water Scour, D95: 0.028, K4: 0.44). The method selected is CSU equation.

Figura 3.113 Datos de socavación en pilas del puente

3.3.9.9.3.- Socavaciones en Pilares

The screenshot shows a software interface for calculating general scour on bridge piers. It includes fields for pier location (Left/Right), toe stationing (Toe sta at Bridge: 53.06/210.71, Toe sta at App: 54.91/213.64), length (10.19/0.80), skew (90.00/90.00), and various coefficients (K1: 1.00 - Vertical abutment, K2: 1.00/1.00). The equation selected is HIRE. It also includes Froehlich's Eqn. Specific Data (L': 10.19/0.80, Ya: 0.75/0.08, Qe: 6.99/0.01, Ae: 7.64/0.06) and HIRE Eqn. Specific Data (V1: 3.04/3.04).

Figura 3.114 Datos de socavación general en el puente

3.3.9.9.4.- Socavaciones totales

Las socavaciones totales corresponden a la suma de las respectivas socavaciones generales más las socavaciones locales al pie de las cepas y/o estribos

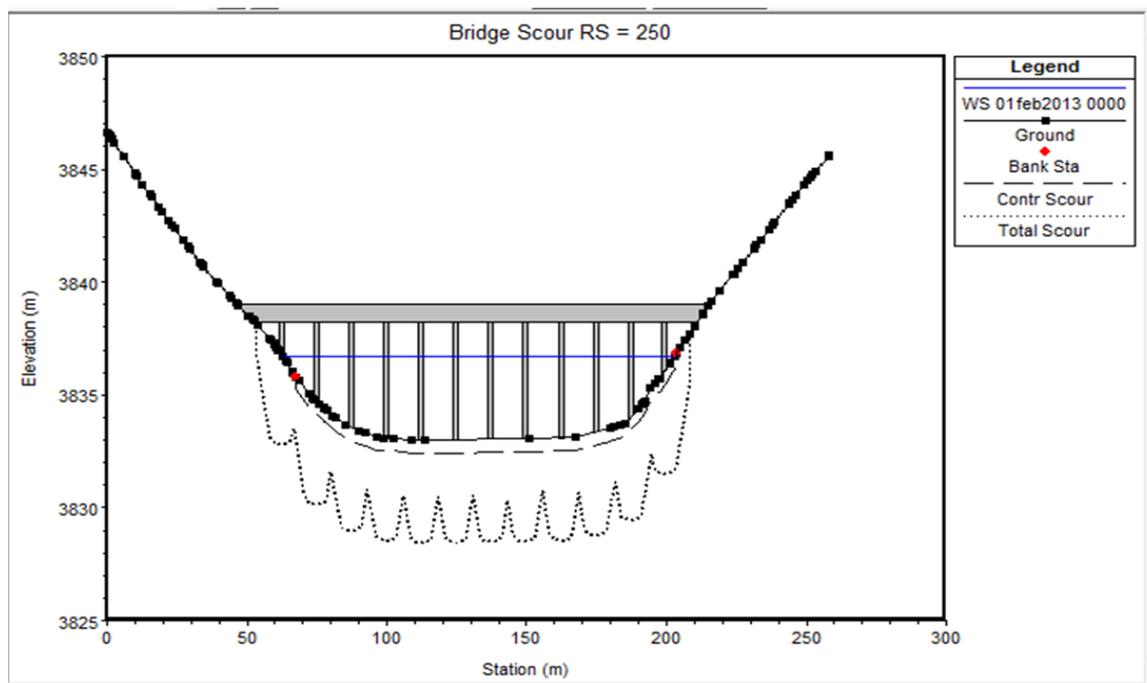


Figura 3.115 Resultados de socavación en el puente Antiguo de río llave

DATOS COMPUTADOS CON HEC RAS			
Contraction Scour (socavacion por contraccion)			
	Left	Channel	Right
Ys (m):		0.56	
Vc (m/s):		0.12	
Equation:		Live	
Pier Scour (socavacion local en pilas de puente)			
All Piers:	Ys (m):	4	
	Froude #:	0.51	
	Equation:	CSU equation	
Combined Scour Depths (socavacion total)			
Pier Scour + Contraction Scour (m):			
Left Bank:		4	
Channel: socavacion total(m)		4.57	

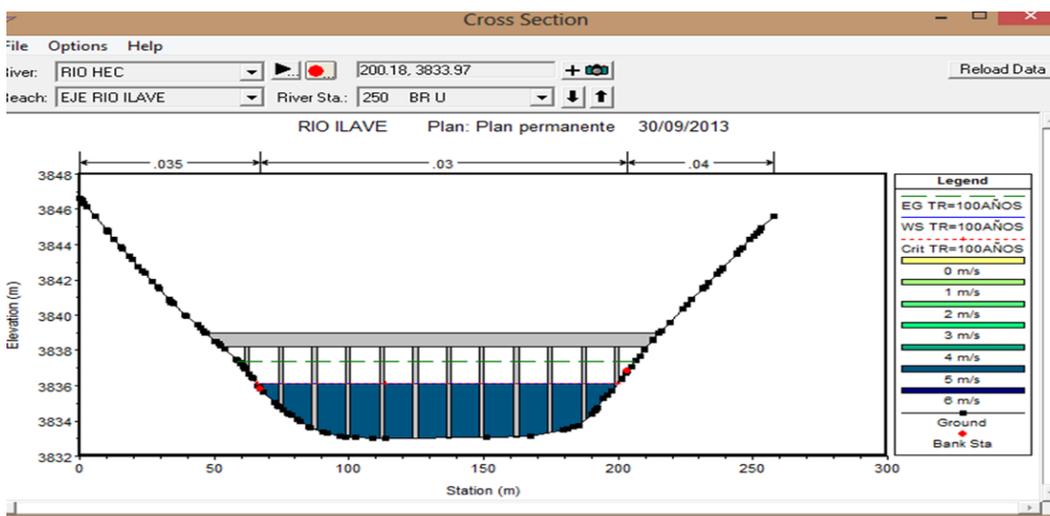


Figura 3.116 Distribución de velocidades en el momento de socavacion

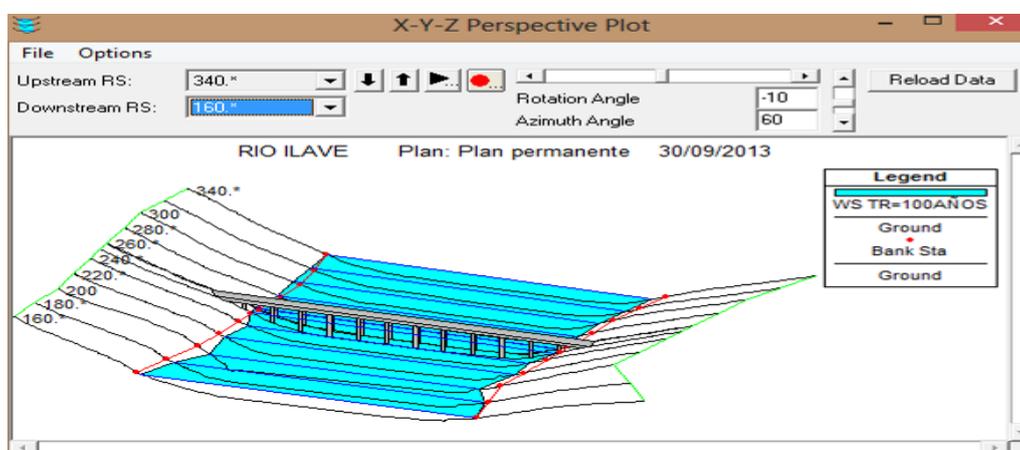


Figura 3.117 Perspectiva en 3d para un periodo de retorno de 100 años

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1.- HidroEsta

HidroEsta, es una herramienta que facilita y simplifica los cálculos laboriosos, y el proceso del análisis de la abundante información que se deben realizar en los estudios hidrológicos.

4.1.1.- Cálculo de caudales máximos con respecto al primer objetivo

Para diseñar: Las dimensiones de un cauce con temas de drenaje agrícola, aeropuerto, ciudad o carretera, Muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, Alcantarillas, Vertedores de demasías, Luz en puentes, se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

Algunos métodos usados son:

4.1.2.- Métodos empíricos

- Método racional
- Método de Mac Math
- Método Racional con Dyck y Peschke
- Método Mac Math con Dyck y Peschke

4.1.3.- Métodos estadísticos

- Gumbel
- Nash.

Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia, que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, puesto que el método de Nash permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. En

forma práctica, se recomienda escoger varias distribuciones y ver cual se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística, como la prueba de bondad de ajuste, para nuestro trabajo de investigación utilizamos el método Gumbel, que es el más apropiado, según cálculos de caudales de estudios realizados.

4.1.3.1.- Método Gumbel

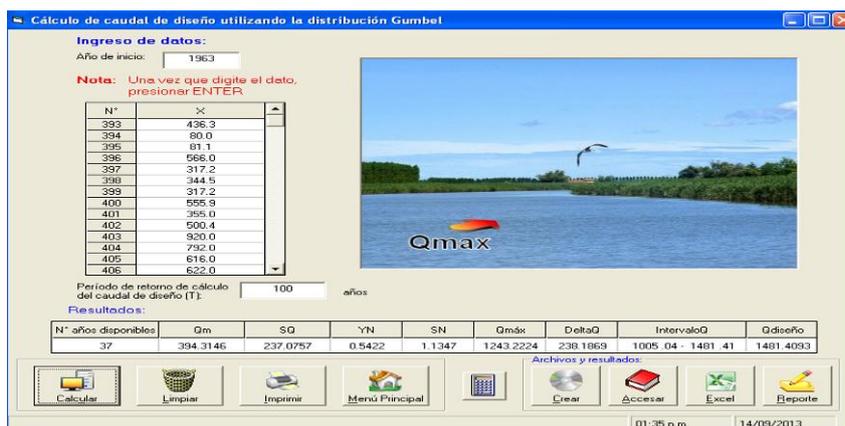


Figura 4.1 Cálculos de caudal máximo medo Gumbel

El método Gumbel nos permitió a calcular los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno como a continuación se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 4.1 Resumen de caudales calculados a diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno (TR)	METODO GUMBEL	
	Nº de Años	caudal del diseño Q(m3/s)
5	37	855.49
10	37	1000.31
25	37	1191.76
50	37	1336.58
100	37	1481.4

Fuente Elaboración Propia

4.2.- Análisis de los resultados para transporte de sedimentos:

4.2.1.- Análisis de la evolución del Talweg

Respecto al Balance de las socavaciones y sedimentaciones, hay que destacar que el programa Hec-Ras, asigna para las variaciones de la solera del canal, el signo positivo a las sedimentaciones, y negativo a las socavaciones. Para detectar cual es el carácter de la rambla, es decir, si predominan las socavaciones o por el contrario las sedimentaciones, basta enfrentar todos los movimientos verticales acumulados de las masas de sedimento, producidos en la solera durante los días de duración del hidrograma, para cada una de las secciones, obteniendo al final un valor positivo ó negativo, cuyo signo destaca el predominio en el tramo de sedimentaciones o socavaciones respectivamente, y así su carácter sedimentario o erosivo.

Respecto a la variación absoluta del Talweg, la cota 0 representa la solera original; también hay que tener en cuenta como son obtenidas las representaciones de los procesos de erosión y sedimentación:

$A - C = \text{Valor (+)} \longrightarrow$ Sedimentación

$B - C = \text{Valor (-)} \longrightarrow$ Erosión

Donde A, C y B representan valores de cota.

$$A > C > B$$

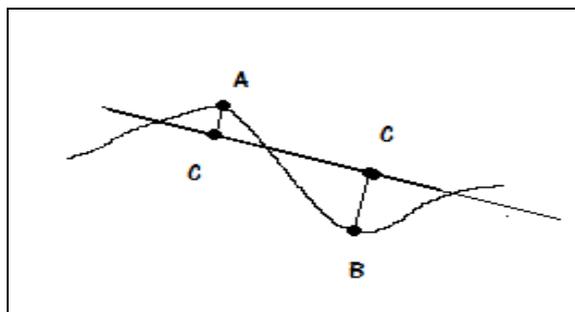


Figura 4.2 Erosión - Sedimentación

4.2.3.- Ecuaciones para el cálculo de transporte de sedimentos

Las ecuaciones para las cuales se analizan los datos obtenidos son:

- Ackers & White (1973)
- Engelund & Hansen (1967)
- Laursen (1968,1989)
- Meyer, Peter & Müller (1948)
- Toffaleti (1968)

- Yang (1973,1984)
- Wilcock (2001)

4.2.4.- Análisis de Resultado de Transporte de sedimentos con respecto al segundo objetivo

El análisis de este proyecto de Investigación se va a circunscribir únicamente a la simulación de los procesos de socavación, transporte y sedimentación en la solera del río llave tramo puente Antiguo a la comunidad de Alquipa, en sus 5.5 km, evaluados a través de las diferentes metodologías de distintos autores para el escenario actual, realizando una única comparativa de la socavación, transporte y sedimentación, producida para cada uno de los periodos de retorno seleccionados

4.2.4.1.- Meyer, Peter & Müller (1948)

Es el método que usamos para identificar cuantitativamente los resultados de transporte de sedimentos en un periodo de retorno de T= 100años

Cuadro 4.2 Resultados de transporte de sedimentos en régimen no permanente

N ^a	RIO	Secciones	Distancia	Elevación del Lecho	Cambio en el lecho	Masa de sedimentos transportados	Caudal del diseño	Velocidad	Esfuerzo Cortante
	Reach	RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)
1	EJE RIO ILAVE	5500	20.0	3830.001	3.27E-06	6.14E-02	1481.4	0.5259277	0.2715493
2	EJE RIO ILAVE	5480.*	20.0	3830.403	0	6.90E-02	1481.4	0.5539452	0.3047705
3	EJE RIO ILAVE	5460.*	20.0	3830.802	0	8.37E-02	1481.4	0.5833118	0.3405806
4	EJE RIO ILAVE	5440.*	20.0	3831.205	0	0.1033261	1481.4	0.6145552	0.3812544
5	EJE RIO ILAVE	5420.*	20.0	3831.607	0	0.1294942	1481.4	0.6477718	0.4275465
6	EJE RIO ILAVE	5400	20.0	3832.01	0	0.1597558	1481.4	0.681533	0.470742
7	EJE RIO ILAVE	5380.*	20.0	3832.01	0	0.1949094	1481.4	0.7144105	0.5231116
8	EJE RIO ILAVE	5360.*	20.0	3832.007	0	0.2370724	1481.4	0.7479864	0.5735424
9	EJE RIO ILAVE	5340.*	20.0	3832.003	0	0.2868731	1481.4	0.7839413	0.6302404
10	EJE RIO ILAVE	5320.*	20.0	3832	0	0.3451392	1481.4	0.8225523	0.6940721
11	EJE RIO ILAVE	5300	20.0	3832	0	0.4147699	1481.4	0.8626226	0.7673206
12	EJE RIO ILAVE	5280.*	20.0	3832.144	0	0.5005168	1481.4	0.9003642	0.8355701
13	EJE RIO ILAVE	5260.*	20.0	3832.287	0	0.5953359	1481.4	0.9315889	0.8981016
14	EJE RIO ILAVE	5240.*	20.0	3832.433	0	0.6850256	1481.4	0.9531693	0.9443043
15	EJE RIO ILAVE	5220.*	20.0	3832.576	0	0.7570372	1481.4	0.9625807	0.9677197

16	EJE RIO ILAVE	5200	20.0	3832.72	0	0.8017135	1481.4	0.9620141	0.9676163
17	EJE RIO ILAVE	5180.*	20.0	3832.775	0	0.8214326	1481.4	0.957711	0.9639847
18	EJE RIO ILAVE	5160.*	20.0	3832.826	0	0.8220131	1481.4	0.9517714	0.9530344
19	EJE RIO ILAVE	5140.*	20.0	3832.881	4.32E-05	0.8047407	1481.4	0.9434776	0.937378
20	EJE RIO ILAVE	5120.*	20.0	3832.936	6.06E-05	0.7766128	1481.4	0.932893	0.9174476
21	EJE RIO ILAVE	5100	20.0	3832.991	6.04E-05	0.7490771	1481.4	0.9250218	0.8932227
22	EJE RIO ILAVE	5080.*	20.0	3832.787	4.34E-05	0.7297584	1481.4	0.9257276	0.8965787
23	EJE RIO ILAVE	5060.*	20.0	3832.586	3.05E-05	0.7166111	1481.4	0.9315828	0.9001312
24	EJE RIO ILAVE	5040.*	20.0	3832.385	2.70E-05	0.7044396	1481.4	0.9383859	0.9058353
25	EJE RIO ILAVE	5020.*	20.0	3832.183	2.28E-05	0.6943254	1481.4	0.9462574	0.9138
26	EJE RIO ILAVE	5000	20.0	3831.979	0	0.7010095	1481.4	0.9621081	0.9427896
27	EJE RIO ILAVE	4980.*	20.0	3831.784	0	0.7338505	1481.4	0.9908569	0.9924206
28	EJE RIO ILAVE	4960.*	20.0	3831.589	0	0.7958484	1481.4	1.022464	1.056062
29	EJE RIO ILAVE	4940.*	20.0	3831.391	0	0.872954	1481.4	1.049873	1.114107
30	EJE RIO ILAVE	4920.*	20.0	3831.196	0	0.9570786	1481.4	1.074704	1.169284
31	EJE RIO ILAVE	4900	20.0	3831.001	0	1.027555	1481.4	1.088685	1.203046
32	EJE RIO ILAVE	4880.*	20.0	3831.001	0	1.059586	1481.4	1.083214	1.183896
33	EJE RIO ILAVE	4860.*	20.0	3831.001	3.24E-05	1.049292	1481.4	1.067769	1.143608
34	EJE RIO ILAVE	4840.*	20.0	3831.001	1.11E-04	1.006144	1481.4	1.051692	1.103857
35	EJE RIO ILAVE	4820.*	20.0	3831.001	1.16E-04	0.9568932	1481.4	1.035179	1.064881
36	EJE RIO ILAVE	4800	20.0	3831.001	6.61E-05	0.9295372	1481.4	1.025829	1.0516
37	EJE RIO ILAVE	4780.*	20.0	3831.071	0	0.9338084	1481.4	1.030318	1.055385
38	EJE RIO ILAVE	4760.*	20.0	3831.141	0	0.9473062	1481.4	1.0393	1.078624
39	EJE RIO ILAVE	4740.*	20.0	3831.211	0	0.9587709	1481.4	1.044044	1.092853
40	EJE RIO ILAVE	4720.*	20.0	3831.281	0	0.962195	1481.4	1.044236	1.09735
41	EJE RIO ILAVE	4700	20.0	3831.351	0	0.9814472	1481.4	1.056204	1.135329
42	EJE RIO ILAVE	4680.*	20.0	3831.589	0	1.077496	1481.4	1.09845	1.234459
43	EJE RIO ILAVE	4660.*	20.0	3831.827	0	1.276947	1481.4	1.158632	1.386539
44	EJE RIO ILAVE	4640.*	20.0	3832.064	0	1.566306	1481.4	1.222371	1.55979
45	EJE RIO ILAVE	4620.*	20.0	3832.302	0	1.948093	1481.4	1.289842	1.757311
46	EJE RIO ILAVE	4600	20.0	3832.54	0	2.385057	1481.4	1.345483	1.924207
47	EJE RIO ILAVE	4580.*	20.0	3832.631	0	2.78541	1481.4	1.370948	2.005512
48	EJE RIO ILAVE	4560.*	20.0	3832.723	0	3.096837	1481.4	1.376719	2.028236
49	EJE RIO ILAVE	4540.*	20.0	3832.817	0	3.326093	1481.4	1.375871	2.030814
50	EJE RIO ILAVE	4520.*	20.0	3832.909	0	3.472655	1481.4	1.368432	2.013286
51	EJE RIO ILAVE	4500	20.0	3833	0	3.662297	1481.4	1.382276	2.077389
52	EJE RIO ILAVE	4480.*	20.0	3832.912	0	4.120004	1481.4	1.442551	2.265758
53	EJE RIO ILAVE	4460.*	20.0	3832.823	0	4.784179	1481.4	1.514775	2.510613
54	EJE RIO ILAVE	4440.*	20.0	3832.735	0	5.434108	1481.4	1.564794	2.689039
55	EJE RIO ILAVE	4420.*	20.0	3832.647	0	5.892838	1481.4	1.589452	2.781128
56	EJE RIO ILAVE	4400	20.0	3832.561	0	6.083381	1481.4	1.59354	2.805943
57	EJE RIO ILAVE	4380.*	20.0	3832.248	1.61E-04	6.025673	1481.4	1.588293	2.778095
58	EJE RIO ILAVE	4360.*	20.0	3831.937	6.96E-04	5.737571	1481.4	1.579149	2.738927

59	EJE RIO ILAVE	4340.*	20.0	3831.626	8.28E-04	5.387636	1481.4	1.565857	2.684876
60	EJE RIO ILAVE	4320.*	20.0	3831.313	9.04E-04	5.011597	1481.4	1.548705	2.616563
61	EJE RIO ILAVE	4300	20.0	3831.001	4.53E-04	4.820659	1481.4	1.54946	2.635147
62	EJE RIO ILAVE	4280.*	20.0	3831.199	0	4.898645	1481.4	1.588236	2.735854
63	EJE RIO ILAVE	4260.*	20.0	3831.4	0	5.089454	1481.4	1.638884	2.907943
64	EJE RIO ILAVE	4240.*	20.0	3831.601	0	5.268599	1481.4	1.673005	3.026459
65	EJE RIO ILAVE	4220.*	20.0	3831.799	0	5.329158	1481.4	1.684121	3.065179
66	EJE RIO ILAVE	4200	20.0	3832.001	4.49E-04	5.216539	1481.4	1.678544	3.031108
67	EJE RIO ILAVE	4180.*	20.0	3832.001	4.58E-04	5.071123	1481.4	1.670885	3.006242
68	EJE RIO ILAVE	4160.*	20.0	3832.001	3.77E-04	4.949843	1481.4	1.660869	2.965425
69	EJE RIO ILAVE	4140.*	20.0	3832.001	6.08E-04	4.763547	1481.4	1.642649	2.887599
70	EJE RIO ILAVE	4120.*	20.0	3832.001	8.27E-04	4.506944	1481.4	1.615652	2.767685
71	EJE RIO ILAVE	4100	20.0	3832.001	1.97E-04	4.437271	1481.4	1.611817	2.737838
72	EJE RIO ILAVE	4080.*	20.0	3831.836	0	4.625786	1481.4	1.663189	2.896174
73	EJE RIO ILAVE	4060.*	20.0	3831.671	0	5.064843	1481.4	1.736276	3.156864
74	EJE RIO ILAVE	4040.*	20.0	3831.505	-1.83E-03	5.63601	1481.4	1.7967	3.378089
75	EJE RIO ILAVE	4020.*	20.0	3831.343	-1.88E-03	6.224269	1481.4	1.842626	3.549246
76	EJE RIO ILAVE	4000	20.0	3831.181	0	6.612199	1481.4	1.850078	3.560665
77	EJE RIO ILAVE	3980.*	20.0	3831.135	3.24E-04	6.537097	1481.4	1.800392	3.36457
78	EJE RIO ILAVE	3960.*	20.0	3831.094	2.23E-03	5.81424	1481.4	1.725876	3.066614
79	EJE RIO ILAVE	3940.*	20.0	3831.052	2.09E-03	5.128525	1481.4	1.654177	2.795271
80	EJE RIO ILAVE	3920.*	20.0	3831.006	1.85E-03	4.511243	1481.4	1.585401	2.548677
81	EJE RIO ILAVE	3900	20.0	3830.963	0.0019856	3.831828	1481.4	1.495998	2.256407
82	EJE RIO ILAVE	3880.*	20.0	3830.79	2.12E-03	3.060238	1481.4	1.36695	1.875543
83	EJE RIO ILAVE	3860.*	20.0	3830.618	1.69E-03	2.404159	1481.4	1.228529	1.52052
84	EJE RIO ILAVE	3840.*	20.0	3830.444	1.20E-03	1.893252	1481.4	1.106402	1.263933
85	EJE RIO ILAVE	3820.*	20.0	3830.273	8.33E-04	1.522458	1481.4	1.000951	1.04685
86	EJE RIO ILAVE	3800	20.0	3830.102	5.08E-04	1.283005	1481.4	0.9209422	0.8827122
87	EJE RIO ILAVE	3780.*	20.0	3830.266	3.04E-04	1.139959	1481.4	0.8719232	0.7813118
88	EJE RIO ILAVE	3760.*	20.0	3830.431	2.17E-04	1.03936	1481.4	0.8369297	0.718708
89	EJE RIO ILAVE	3740.*	20.0	3830.599	1.95E-04	0.9465824	1481.4	0.8020772	0.6595276
90	EJE RIO ILAVE	3720.*	20.0	3830.763	1.75E-04	0.8650101	1481.4	0.7676785	0.6040105
91	EJE RIO ILAVE	3700	20.0	3830.931	1.37E-04	0.7991916	1481.4	0.7420706	0.5642558
92	EJE RIO ILAVE	3680.*	20.0	3830.943	9.69E-05	0.756137	1481.4	0.7329822	0.5508381
93	EJE RIO ILAVE	3660.*	20.0	3830.955	7.82E-05	0.7235081	1481.4	0.7313156	0.5489419
94	EJE RIO ILAVE	3640.*	20.0	3830.967	7.98E-05	0.6911812	1481.4	0.7284213	0.5452545
95	EJE RIO ILAVE	3620.*	20.0	3830.979	8.16E-05	0.6618419	1481.4	0.7243123	0.5398493
96	EJE RIO ILAVE	3600	20.0	3830.992	6.28E-05	0.6398381	1481.4	0.7238656	0.5402309
97	EJE RIO ILAVE	3580.*	20.0	3830.992	2.82E-05	0.6306571	1481.4	0.7317766	0.5527049
98	EJE RIO ILAVE	3560.*	20.0	3830.995	5.98E-06	0.6283439	1481.4	0.7429806	0.5705155
99	EJE RIO ILAVE	3540.*	20.0	3830.995	0	0.6309794	1481.4	0.752664	0.5862521
100	EJE RIO ILAVE	3520.*	20.0	3830.998	0	0.6366304	1481.4	0.7608082	0.5998048
101	EJE RIO ILAVE	3500	20.0	3831.001	0	0.6459492	1481.4	0.7715278	0.6173735

102	EJE RIO ILAVE	3480.*	20.0	3831.001	0	0.6622978	1481.4	0.7894695	0.6474732
103	EJE RIO ILAVE	3460.*	20.0	3831.001	0	0.687495	1481.4	0.8111778	0.6841702
104	EJE RIO ILAVE	3440.*	20.0	3831.001	0	0.7186995	1481.4	0.8327511	0.7217564
105	EJE RIO ILAVE	3420.*	20.0	3831.001	0	0.7541813	1481.4	0.853851	0.7594093
106	EJE RIO ILAVE	3400	20.0	3831.001	0	0.779519	1481.4	0.8543227	0.7604448
107	EJE RIO ILAVE	3380.*	20.0	3830.967	3.49E-05	0.7646616	1481.4	0.8162555	0.6950476
108	EJE RIO ILAVE	3360.*	20.0	3830.937	1.25E-04	0.7005636	1481.4	0.7627913	0.6059412
109	EJE RIO ILAVE	3340.*	20.0	3830.903	9.87E-05	0.6415761	1481.4	0.7147412	0.5311518
110	EJE RIO ILAVE	3320.*	20.0	3830.873	6.75E-05	0.6000654	1481.4	0.6713556	0.4679076
111	EJE RIO ILAVE	3300	20.0	3830.839	5.63E-05	0.5605271	1481.4	0.6335843	0.4155783
112	EJE RIO ILAVE	3280.*	20.0	3830.672	4.64E-05	0.5275964	1481.4	0.6023131	0.3746006
113	EJE RIO ILAVE	3260.*	20.0	3830.504	3.87E-05	0.4987667	1481.4	0.5751909	0.3404498
114	EJE RIO ILAVE	3240.*	20.0	3830.336	3.31E-05	0.4717093	1481.4	0.5501527	0.3106226
115	EJE RIO ILAVE	3220.*	20.0	3830.169	2.81E-05	0.4498717	1481.4	0.5269819	0.2843855
116	EJE RIO ILAVE	3200	20.0	3830.001	2.22E-05	0.4303937	1481.4	0.5054882	0.2624557
117	EJE RIO ILAVE	3180.*	20.0	3830.111	1.76E-05	0.4151377	1481.4	0.4856876	0.2413119
118	EJE RIO ILAVE	3160.*	20.0	3830.223	1.56E-05	0.4012582	1481.4	0.4677606	0.2240056
119	EJE RIO ILAVE	3140.*	20.0	3830.336	1.41E-05	0.3876633	1481.4	0.4516189	0.2089272
120	EJE RIO ILAVE	3120.*	20.0	3830.449	1.27E-05	0.375354	1481.4	0.4369423	0.1956564
121	EJE RIO ILAVE	3100	20.0	3830.559	1.09E-05	0.3646797	1481.4	0.4259891	0.1862979
122	EJE RIO ILAVE	3080.*	20.0	3830.65	9.38E-06	0.3555739	1481.4	0.4205433	0.1817698
123	EJE RIO ILAVE	3060.*	20.0	3830.739	8.77E-06	0.3468407	1481.4	0.4168673	0.1790685
124	EJE RIO ILAVE	3040.*	20.0	3830.83	8.72E-06	0.3394416	1481.4	0.4119057	0.1753341
125	EJE RIO ILAVE	3020.*	20.0	3830.918	8.65E-06	0.3304954	1481.4	0.4056841	0.1705777
126	EJE RIO ILAVE	3000	20.0	3831.007	2.05E-11	0.3225798	1481.4	0.4001113	0.165376
127	EJE RIO ILAVE	2980.*	20.0	3831.007	7.59E-06	0.3159118	1481.4	0.3972681	0.1635472
128	EJE RIO ILAVE	2960.*	20.0	3831.004	8.00E-06	0.3087615	1481.4	0.3956876	0.1619001
129	EJE RIO ILAVE	2940.*	20.0	3831.004	1.22E-11	0.3027071	1481.4	0.3938861	0.1599936
130	EJE RIO ILAVE	2920.*	20.0	3831.001	0	0.2967039	1481.4	0.3919706	0.1580826
131	EJE RIO ILAVE	2900	20.0	3831.001	6.64E-06	0.2912151	1481.4	0.3942456	0.1599494
132	EJE RIO ILAVE	2880.*	20.0	3831.001	5.40E-06	0.2870451	1481.4	0.4055144	0.1689
133	EJE RIO ILAVE	2860.*	20.0	3831.001	3.50E-06	0.2853439	1481.4	0.422483	0.1833857
134	EJE RIO ILAVE	2840.*	20.0	3831.001	0	0.2846867	1481.4	0.4415275	0.2003295
135	EJE RIO ILAVE	2820.*	20.0	3831.001	0	0.2856523	1481.4	0.4629006	0.2202356
136	EJE RIO ILAVE	2800	20.0	3831.001	0	0.2881348	1481.4	0.4884682	0.2454866
137	EJE RIO ILAVE	2780.*	20.0	3831.001	0	0.2925343	1481.4	0.5206017	0.2790614
138	EJE RIO ILAVE	2760.*	20.0	3831.001	0	0.301437	1481.4	0.5593876	0.3224838
139	EJE RIO ILAVE	2740.*	20.0	3831.001	0	0.3148473	1481.4	0.6053625	0.3781284
140	EJE RIO ILAVE	2720.*	20.0	3831.004	0	0.3322323	1481.4	0.6608719	0.451259
141	EJE RIO ILAVE	2700	20.0	3831.004	0	0.3504248	1481.4	0.7151133	0.5284353
142	EJE RIO ILAVE	2680.*	20.0	3831.013	0	0.3662072	1481.4	0.7528459	0.5849801
143	EJE RIO ILAVE	2660.*	20.0	3831.022	0	0.3773583	1481.4	0.7805827	0.629873
144	EJE RIO ILAVE	2640.*	20.0	3831.031	0	0.3850388	1481.4	0.8079028	0.6759295

145	EJE RIO ILAVE	2620.*	20.0	3831.04	0	0.386624	1481.4	0.8348506	0.7229396
146	EJE RIO ILAVE	2600	20.0	3831.05	1.37E-05	0.385234	1481.4	0.8562755	0.754609
147	EJE RIO ILAVE	2580.*	20.0	3830.839	0	0.3873141	1481.4	0.8663357	0.7748716
148	EJE RIO ILAVE	2560.*	20.0	3830.629	0	0.3924125	1481.4	0.8694519	0.7756782
149	EJE RIO ILAVE	2540.*	20.0	3830.418	0	0.3997736	1481.4	0.870653	0.7735447
150	EJE RIO ILAVE	2520.*	20.0	3830.211	0	0.4074428	1481.4	0.8700667	0.7686715
151	EJE RIO ILAVE	2500	20.0	3830.001	0	0.4157734	1481.4	0.8685429	0.7738863
152	EJE RIO ILAVE	2480.*	20.0	3830.199	3.17E-04	0.3493378	1481.4	0.8673275	0.767221
153	EJE RIO ILAVE	2460.*	20.0	3830.4	0	0.3474557	1481.4	0.8665071	0.7726179
154	EJE RIO ILAVE	2440.*	20.0	3830.601	0	0.3527023	1481.4	0.8656216	0.777405
155	EJE RIO ILAVE	2420.*	20.0	3830.8	0	0.3595446	1481.4	0.8645661	0.7814226
156	EJE RIO ILAVE	2400	20.0	3831.001	0	0.3658049	1481.4	0.861407	0.7731025
157	EJE RIO ILAVE	2380.*	20.0	3831.001	0	0.3698174	1481.4	0.8538975	0.7662027
158	EJE RIO ILAVE	2360.*	20.0	3831.001	3.10E-06	0.36905	1481.4	0.8432994	0.7458863
159	EJE RIO ILAVE	2340.*	20.0	3831.001	1.40E-05	0.364941	1481.4	0.8313618	0.723744
160	EJE RIO ILAVE	2320.*	20.0	3831.001	2.05E-05	0.3580405	1481.4	0.8183228	0.7004714
161	EJE RIO ILAVE	2300	20.0	3831.001	1.49E-05	0.3531914	1481.4	0.8087624	0.6840489
162	EJE RIO ILAVE	2280.*	20.0	3830.998	0	0.352357	1481.4	0.8071271	0.6794199
163	EJE RIO ILAVE	2260.*	20.0	3830.995	0	0.3535399	1481.4	0.8088889	0.6813089
164	EJE RIO ILAVE	2240.*	20.0	3830.995	0	0.355347	1481.4	0.809518	0.6810384
165	EJE RIO ILAVE	2220.*	20.0	3830.991	0	0.3560705	1481.4	0.8089165	0.6786999
166	EJE RIO ILAVE	2200	20.0	3830.992	4.37E-06	0.3549977	1481.4	0.8028827	0.6687504
167	EJE RIO ILAVE	2180.*	20.0	3830.791	2.11E-05	0.34622	1481.4	0.7876357	0.6429575
168	EJE RIO ILAVE	2160.*	20.0	3830.595	2.75E-05	0.3338702	1481.4	0.7681071	0.6127228
169	EJE RIO ILAVE	2140.*	20.0	3830.397	2.72E-05	0.3211519	1481.4	0.7488726	0.5845116
170	EJE RIO ILAVE	2120.*	20.0	3830.199	2.56E-05	0.3081609	1481.4	0.7300041	0.5581729
171	EJE RIO ILAVE	2100	20.0	3830.001	2.07E-05	0.2980693	1481.4	0.7138034	0.5405052
172	EJE RIO ILAVE	2080.*	20.0	3830.199	1.55E-05	0.2899923	1481.4	0.7021464	0.5227653
173	EJE RIO ILAVE	2060.*	20.0	3830.4	1.44E-05	0.2826914	1481.4	0.6921178	0.5116802
174	EJE RIO ILAVE	2040.*	20.0	3830.602	1.38E-05	0.2763983	1481.4	0.6811184	0.4996687
175	EJE RIO ILAVE	2020.*	20.0	3830.8	1.47E-05	0.2688017	1481.4	0.6690945	0.4867084
176	EJE RIO ILAVE	2000	20.0	3831.001	1.06E-05	0.2622512	1481.4	0.6592918	0.4701314
177	EJE RIO ILAVE	1980.*	20.0	3830.873	9.16E-06	0.2579487	1481.4	0.6550038	0.4668311
178	EJE RIO ILAVE	1960.*	20.0	3830.748	7.98E-06	0.254023	1481.4	0.6531118	0.4598577
179	EJE RIO ILAVE	1940.*	20.0	3830.623	7.72E-06	0.250177	1481.4	0.6504687	0.4518392
180	EJE RIO ILAVE	1920.*	20.0	3830.495	7.19E-06	0.2466225	1481.4	0.6469642	0.4427389
181	EJE RIO ILAVE	1900	20.0	3830.37	7.31E-06	0.243094	1481.4	0.6437881	0.4350614
182	EJE RIO ILAVE	1880.*	20.0	3830.297	7.89E-06	0.23959	1481.4	0.6430352	0.4289813
183	EJE RIO ILAVE	1860.*	20.0	3830.22	6.54E-06	0.2361279	1481.4	0.644804	0.4272497
184	EJE RIO ILAVE	1840.*	20.0	3830.147	5.31E-06	0.2329179	1481.4	0.6479009	0.4274062
185	EJE RIO ILAVE	1820.*	20.0	3830.074	5.07E-06	0.2309576	1481.4	0.651269	0.4280054
186	EJE RIO ILAVE	1800	20.0	3830.001	4.98E-06	0.2289765	1481.4	0.65308	0.4315467
187	EJE RIO ILAVE	1780.*	20.0	3830.001	4.86E-06	0.2271041	1481.4	0.6520845	0.4266703

188	EJE RIO ILAVE	1760.*	20.0	3830.001	4.90E-06	0.2253188	1481.4	0.6495566	0.4247514
189	EJE RIO ILAVE	1740.*	20.0	3830.001	5.45E-06	0.2225632	1481.4	0.6463085	0.4219217
190	EJE RIO ILAVE	1720.*	20.0	3830.001	6.56E-06	0.2207053	1481.4	0.6415082	0.4171676
191	EJE RIO ILAVE	1700	20.0	3830.001	6.24E-06	0.2178919	1481.4	0.6384427	0.413161
192	EJE RIO ILAVE	1680.*	20.0	3830.001	3.59E-06	0.2166972	1481.4	0.641205	0.4184933
193	EJE RIO ILAVE	1660.*	20.0	3830.001	0	0.215385	1481.4	0.6468935	0.4260509
194	EJE RIO ILAVE	1640.*	20.0	3830.001	0	0.2147036	1481.4	0.6521412	0.4331279
195	EJE RIO ILAVE	1620.*	20.0	3830.001	0	0.2137726	1481.4	0.6559582	0.4383784
196	EJE RIO ILAVE	1600	20.0	3830.001	0	0.2131902	1481.4	0.6620679	0.4465094
197	EJE RIO ILAVE	1580.*	20.0	3830.001	0	0.2147003	1481.4	0.6764466	0.4661137
198	EJE RIO ILAVE	1560.*	20.0	3830.001	0	0.2197383	1481.4	0.6960874	0.4930991
199	EJE RIO ILAVE	1540.*	20.0	3830.001	0	0.2272005	1481.4	0.716565	0.5220511
200	EJE RIO ILAVE	1520.*	20.0	3830.001	0	0.2369498	1481.4	0.7376941	0.5528168
201	EJE RIO ILAVE	1500	20.0	3830.001	0	0.2573721	1481.4	0.7780735	0.6243358
202	EJE RIO ILAVE	1480.*	20.0	3830.156	0	0.2993697	1481.4	0.842891	0.7343444
203	EJE RIO ILAVE	1460.*	20.0	3830.315	0	0.3547772	1481.4	0.8976327	0.838989
204	EJE RIO ILAVE	1440.*	20.0	3830.473	0	0.4123696	1481.4	0.9341294	0.9188603
205	EJE RIO ILAVE	1420.*	20.0	3830.632	0	0.4759527	1481.4	0.9672814	0.9971736
206	EJE RIO ILAVE	1400	20.0	3830.791	0	0.5495625	1481.4	1.001638	1.070584
207	EJE RIO ILAVE	1380.*	20.0	3830.827	0	0.6364617	1481.4	1.040077	1.161778
208	EJE RIO ILAVE	1360.*	20.0	3830.864	0	0.7366377	1481.4	1.081371	1.252684
209	EJE RIO ILAVE	1340.*	20.0	3830.897	0	0.8500289	1481.4	1.124011	1.35119
210	EJE RIO ILAVE	1320.*	20.0	3830.934	0	0.9785745	1481.4	1.168192	1.458224
211	EJE RIO ILAVE	1300	20.0	3830.97	0	1.144477	1481.4	1.226637	1.62106
212	EJE RIO ILAVE	1280.*	20.0	3831.031	0	1.390003	1481.4	1.3153	1.864458
213	EJE RIO ILAVE	1260.*	20.0	3831.095	0	1.795529	1481.4	1.429143	2.212806
214	EJE RIO ILAVE	1240.*	20.0	3831.154	-1.87E-03	2.419206	1481.4	1.562145	2.661434
215	EJE RIO ILAVE	1220.*	20.0	3831.214	-2.93E-03	3.314284	1481.4	1.71996	3.25344
216	EJE RIO ILAVE	1200	20.0	3831.277	-3.99E-03	4.436183	1481.4	1.858601	3.84718
217	EJE RIO ILAVE	1180.*	20.0	3831.421	-3.80E-03	5.626387	1481.4	1.918499	4.136889
218	EJE RIO ILAVE	1160.*	20.0	3831.564	-3.12E-03	6.702387	1481.4	1.926531	4.27165
219	EJE RIO ILAVE	1140.*	20.0	3831.708	-2.53E-03	7.650014	1481.4	1.926442	4.39738
220	EJE RIO ILAVE	1120.*	20.0	3831.855	-2.20E-03	8.546906	1481.4	1.927566	4.561738
221	EJE RIO ILAVE	1100	20.0	3832	0	9.152011	1481.4	1.909882	4.519092
222	EJE RIO ILAVE	1080.*	20.0	3832.001	6.80E-04	8.816745	1481.4	1.843577	4.244547
223	EJE RIO ILAVE	1060.*	20.0	3832.003	2.72E-03	7.662259	1481.4	1.746881	3.730951
224	EJE RIO ILAVE	1040.*	20.0	3832.003	2.88E-03	6.324389	1481.4	1.644764	3.244233
225	EJE RIO ILAVE	1020.*	20.0	3832.003	2.72E-03	4.99781	1481.4	1.537325	2.786594
226	EJE RIO ILAVE	1000	20.0	3832.002	1.74E-03	4.106342	1481.4	1.453958	2.561934
227	EJE RIO ILAVE	980.*	20.0	3832.001	2.56E-04	3.940267	1481.4	1.428114	2.696593
228	EJE RIO ILAVE	960.*	20.0	3832	0	4.047573	1481.4	1.431886	3.075021
229	EJE RIO ILAVE	940.*	20.0	3832	0	4.241504	1481.4	1.434801	3.476445
230	EJE RIO ILAVE	920.*	20.0	3832	0	4.366433	1481.4	1.439675	3.432972

231	EJE RIO ILAVE	900	20.0	3832	0	4.422883	1481.4	1.448143	3.235799
232	EJE RIO ILAVE	880.*	20.0	3832.122	0	4.620436	1481.4	1.458895	3.554354
233	EJE RIO ILAVE	860.*	20.0	3832.247	0	4.859292	1481.4	1.472809	3.677793
234	EJE RIO ILAVE	840.*	20.0	3832.372	0	4.97443	1481.4	1.487642	3.3496
235	EJE RIO ILAVE	820.*	20.0	3832.497	0	4.996608	1481.4	1.500407	3.024961
236	EJE RIO ILAVE	800	20.0	3832.619	6.04E-05	4.981723	1481.4	1.511159	2.801477
237	EJE RIO ILAVE	780.*	20.0	3832.695	0	5.034717	1481.4	1.520039	2.758957
238	EJE RIO ILAVE	760.*	20.0	3832.772	0	5.160207	1481.4	1.527844	2.808834
239	EJE RIO ILAVE	740.*	20.0	3832.848	0	5.321215	1481.4	1.535047	2.858765
240	EJE RIO ILAVE	720.*	20.0	3832.924	0	5.494692	1481.4	1.541387	2.907084
241	EJE RIO ILAVE	700	20.0	3833	0	5.886135	1481.4	1.575439	3.096878
242	EJE RIO ILAVE	680.*	20.0	3832.995	-1.79E-03	6.854467	1481.4	1.663406	3.500636
243	EJE RIO ILAVE	660.*	20.0	3832.994	-2.89E-03	8.379477	1481.4	1.771494	4.055476
244	EJE RIO ILAVE	640.*	20.0	3832.99	-3.64E-03	10.34274	1481.4	1.870042	4.645306
245	EJE RIO ILAVE	620.*	20.0	3832.987	-4.09E-03	12.55223	1481.4	1.962282	5.295169
246	EJE RIO ILAVE	600	20.0	3832.987	-4.06E-03	14.7239	1481.4	2.042758	5.916492
247	EJE RIO ILAVE	580.*	20.0	3832.79	-3.35E-03	16.4901	1481.4	2.100936	6.41153
248	EJE RIO ILAVE	560.*	20.0	3832.593	-2.36E-03	17.68174	1481.4	2.139001	6.682717
249	EJE RIO ILAVE	540.*	20.0	3832.397	0	18.34592	1481.4	2.164403	6.85067
250	EJE RIO ILAVE	520.*	20.0	3832.198	0	18.59186	1481.4	2.180284	6.9592
251	EJE RIO ILAVE	500	20.0	3832	0	18.76071	1481.4	2.193353	7.1187
252	EJE RIO ILAVE	480.*	20.0	3832.156	0	19.21677	1481.4	2.206453	7.057919
253	EJE RIO ILAVE	460.*	20.0	3832.311	0	19.71936	1481.4	2.20994	6.968721
254	EJE RIO ILAVE	440.*	20.0	3832.467	0	19.80941	1481.4	2.198089	6.723494
255	EJE RIO ILAVE	420.*	20.0	3832.627	1.34E-03	19.12275	1481.4	2.173371	6.382
256	EJE RIO ILAVE	400	20.0	3832.781	0	19.18022	1481.4	2.180552	6.372787
257	EJE RIO ILAVE	380.*	20.0	3832.817	-3.19E-03	20.76217	1481.4	2.267497	6.856297
258	EJE RIO ILAVE	360.*	20.0	3832.854	-6.10E-03	23.91814	1481.4	2.401857	7.774423
259	EJE RIO ILAVE	340.*	20.0	3832.889	-1.03E-02	28.32358	1481.4	2.54737	8.825359
260	EJE RIO ILAVE	320.*	20.0	3832.927	-1.22E-02	34.011	1481.4	2.705491	10.07179
261	EJE RIO ILAVE	300	20.0	3832.961	-1.79E-02	41.0905	1481.4	2.870279	11.51654
262	EJE RIO ILAVE	280.*	20.0	3832.945	-4.01E-02	55.25238	1481.4	3.103266	16.61876
263	EJE RIO ILAVE	260.*	20.0	3832.844	-0.1442203	78.94462	1481.4	3.477643	28.25435
264	EJE RIO ILAVE	240.*	20.0	3832.868	-0.1225516	111.1881	1481.4	3.827535	31.76726
265	EJE RIO ILAVE	220.*	20.0	3832.967	-0.0305383	126.0741	1481.4	3.855584	25.02039
266	EJE RIO ILAVE	200	20.0	3831.805	6.11E-03	129.6227	1481.4	3.828749	26.28152
267	EJE RIO ILAVE	180.*	20.0	3832.933	-6.71E-02	154.8638	1481.4	4.054844	26.20392
268	EJE RIO ILAVE	160.*	20.0	3832.91	-8.98E-02	189.0031	1481.4	4.209912	30.27823
269	EJE RIO ILAVE	140.*	20.0	3832.933	-6.75E-02	219.6407	1481.4	4.256269	31.26986
270	EJE RIO ILAVE	120.*	20.0	3832.931	-6.96E-02	253.8765	1481.4	4.322762	32.60606
271	EJE RIO ILAVE	100	0.0	3832.928	-8.17E-02	273.1495	1481.4	4.343192	31.83881

Fuente: *Elaboración Propia*

Finalmente, los resultados obtenidos están dentro del rango aceptable puesto que no exceden ni tampoco no alcanzan los valores esperados para los datos ingresados, ya que sus magnitudes no presentan valores picos, se asume que

no hay elementos que desestabilicen o invaliden el modelo.

Para un periodo máximo de retorno de 100 años con un caudal máximo de 1481.4 m³/seg con una duración de 24:00 minutos, se sedimentó 320.538 toneladas con una elevación de 0.042m. En todo el tramo, se socavó 1972.903 Toneladas con una elevación de -0.8117m en todo el tramo, para ver mejor presentamos las secciones sedimentadas y socavadas.

Cuadro 4.3 Secciones sedimentadas para T = 100años

secciones sedimentadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentado (Tn)
5500	3.26548E-06	0.06138312
5140.*	4.31803E-05	0.8047407
5120.*	6.05873E-05	0.7766128
5100	6.0425E-05	0.7490771
5080.*	4.33682E-05	0.7297584
5060.*	3.05102E-05	0.7166111
5040.*	2.69673E-05	0.7044396
5020.*	2.27882E-05	0.6943254
4860.*	3.24094E-05	1.049292
4840.*	0.000110655	1.006144
4820.*	0.000115851	0.9568932
4800	6.61265E-05	0.9295372
4380.*	0.000161038	6.025673
4360.*	0.000695672	5.737571
4340.*	0.000827889	5.387636
4320.*	0.00090399	5.011597
4300	0.000453358	4.820659
4200	0.000448962	5.216539
4180.*	0.000458466	5.071123
4160.*	0.000376926	4.949843
4140.*	0.00060773	4.763547
4120.*	0.000827328	4.506944
4100	0.000196862	4.437271
3980.*	0.000324358	6.537097
3960.*	0.002231539	5.81424
3940.*	0.002091573	5.128525
3920.*	0.001845845	4.511243
3900	0.0019856	3.831828
3880.*	0.002121948	3.060238
3860.*	0.001687351	2.404159
3840.*	0.001202684	1.893252
3820.*	0.000833375	1.522458
3800	0.000508338	1.283005
3780.*	0.000304347	1.139959
3760.*	0.000216753	1.03936
3740.*	0.000195206	0.9465824
3720.*	0.000174911	0.8650101
3700	0.000137235	0.7991916
3680.*	9.68599E-05	0.756137
3660.*	7.81886E-05	0.7235081
3640.*	7.98095E-05	0.6911812

3620.*	8.16367E-05	0.6618419
3600	6.28362E-05	0.6398381
3580.*	2.82223E-05	0.6306571
3560.*	5.97761E-06	0.6283439
3380.*	3.48774E-05	0.7646616
3360.*	0.000125293	0.7005636
3340.*	9.874E-05	0.6415761
3320.*	6.75078E-05	0.6000654
3300	5.63438E-05	0.5605271
3280.*	4.64043E-05	0.5275964
3260.*	3.86744E-05	0.4987667
3240.*	3.31133E-05	0.4717093
3220.*	2.81062E-05	0.4498717
3200	2.2197E-05	0.4303937
3180.*	1.76213E-05	0.4151377
3160.*	1.56361E-05	0.4012582
3140.*	1.41079E-05	0.3876633
3120.*	1.27167E-05	0.375354
3100	1.09295E-05	0.3646797
3080.*	9.37518E-06	0.3555739
3060.*	8.77489E-06	0.3468407
3040.*	8.72429E-06	0.3394416
3020.*	8.65405E-06	0.3304954
3000	2.05138E-11	0.3225798
2980.*	7.59238E-06	0.3159118
2960.*	8.00488E-06	0.3087615
2940.*	1.21974E-11	0.3027071
2900	6.64211E-06	0.2912151
2880.*	5.39872E-06	0.2870451
2860.*	3.50091E-06	0.2853439
2600	1.36594E-05	0.385234
2480.*	0.000316506	0.3493378
2360.*	3.10327E-06	0.36905
2340.*	1.39771E-05	0.364941
2320.*	2.04903E-05	0.3580405
2300	1.49197E-05	0.3531914
2200	4.37104E-06	0.3549977
2180.*	2.1084E-05	0.34622
2160.*	2.74624E-05	0.3338702
2140.*	2.72307E-05	0.3211519
2120.*	2.55911E-05	0.3081609
2100	2.06566E-05	0.2980693
2080.*	1.55398E-05	0.2899923
2060.*	1.43619E-05	0.2826914
2040.*	1.37564E-05	0.2763983
2020.*	1.47334E-05	0.2688017
2000	1.05834E-05	0.2622512
1980.*	9.1571E-06	0.2579487
1960.*	7.98316E-06	0.254023
1940.*	7.72081E-06	0.250177
1920.*	7.19389E-06	0.2466225
1900	7.3064E-06	0.243094
1880.*	7.89243E-06	0.23959
1860.*	6.54492E-06	0.2361279
1840.*	5.31256E-06	0.2329179
1820.*	5.07242E-06	0.2309576
1800	4.98047E-06	0.2289765
1780.*	4.85815E-06	0.2271041
1760.*	4.90002E-06	0.2253188

1740.*	5.45074E-06	0.2225632
1720.*	6.56369E-06	0.2207053
1700	6.24484E-06	0.2178919
1680.*	3.59363E-06	0.2166972
1080.*	0.000680333	8.816745
1060.*	0.002718724	7.662259
1040.*	0.002880461	6.324389
1020.*	0.002717628	4.99781
1000	0.001742671	4.106342
980.*	0.000255936	3.940267
800	6.04448E-05	4.981723
420.*	0.001339041	19.12275
200	0.006107434	129.6227
total	0.04273936	320.538714

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 4.4 Secciones socavadas para T = 100años

secciones socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
4040.*	-0.001829621	5.63601
4020.*	-0.001884248	6.224269
1240.*	-0.00186937	2.419206
1220.*	-0.002933715	3.314284
1200	-0.00399127	4.436183
1180.*	-0.003803146	5.626387
1160.*	-0.003117785	6.702387
1140.*	-0.002534698	7.650014
1120.*	-0.002197474	8.546906
680.*	-0.001794614	6.854467
660.*	-0.002886092	8.379477
640.*	-0.00364154	10.34274
620.*	-0.004094113	12.55223
600	-0.004064803	14.7239
580.*	-0.003352977	16.4901
560.*	-0.002358895	17.68174
380.*	-0.003186093	20.76217
360.*	-0.006099228	23.91814
340.*	-0.01029712	28.32358
320.*	-0.01221854	34.011
300	-0.01789587	41.0905
280.*	-0.04008456	55.25238
260.*	-0.1442203	78.94462
240.*	-0.1225516	111.1881
220.*	-0.0305383	126.0741
180.*	-0.06710777	154.8638
160.*	-0.08982866	189.0031
140.*	-0.06747508	219.6407
120.*	-0.06962307	253.8765
100	-0.08171551	273.1495
total	-0.8117	1972.903

Fuente: Elaboración Propia

Para un periodo de $T_r = 50$ Años con caudal de 1336.58 m³/s, con una duración de 19:00 se socavo 1770.68 toneladas con una diferencia de elevación de -1.39m y se sedimentó 169.8 toneladas con elevación de 0.062m.

SECCIONES SEDIMENTADAS Y SOCAVADAS

Cuadro 4.5 Secciones sedimentadas para T = 50años

secciones sedimentadas			secciones socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentada (Tn)	secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
118	0.0629	169.8	46	-1.39775	1770.6865

Fuente Elaboración propia

Para un periodo de $T_r = 25$ Años con caudal de 1191.76 m³/s, con una duración de 24 horas, se socavo 1610.48 toneladas con una diferencia de nivel de -0.646m y se sedimentó 128.4 toneladas, con una elevación de 0.0041m.

SECCIONES SEDIMENTADAS Y SOCAVADAS

Cuadro 4.6 Secciones sedimentadas para T = 25años

secciones sedimentadas			secciones socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentada (Tn)	secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
105	0.0125	128.4	35	-0.646	1610.48

Fuente Elaboración propia

Para un periodo de $T_r = 10$ Años con caudal de 1000.31 m³/s, con una duración de 24.00horas, se socavo 1420.42 toneladas con un desnivel de -0.224m y se sedimentó 101.01 toneladas con una elevación de 0.021m.

SECCIONES SEDIMENTADAS Y SOCAVADAS

Cuadro 4.7 Secciones sedimentadas para T = 10años

secciones sedimentadas			secciones socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentada (Tn)	secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
98	0.0116	101.01	32	-0.422	1420.42

Fuente elaboración propia

Para un periodo de $T_r = 5$ Años con caudal de 855.49 m³/s. Con una duración de 24:00 horas, se socavo 1021.46 toneladas con un desnivel de -0.224m y se sedimentó 98.04 toneladas. Con una elevación de 0.010m

SECCIONES SEDIMENTADAS Y SOCAVADAS

Cuadro 4.8 Secciones sedimentadas para $T = 5$ años

secciones sedimentadas			secciones socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentada (Tn)	secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
118	0.0112	98.04	46	-0.224	1021.46

Fuente *Elaboración propia*

Cuadro 4.9 Resumen de transporte de sedimentos

TIEMPO DE RETORNO	SEDIMENTADO (Tn)	SOCAVADO (Tn)
TR= 5 AÑOS	98.04	1021.46
TR= 10 AÑOS	101.01	1420.42
TR= 25 AÑOS	128.4	1610.48
TR= 50 AÑOS	169.8	1770.68
TR= 100 AÑOS	320.53	1972.903

Fuente *Elaboración propia*

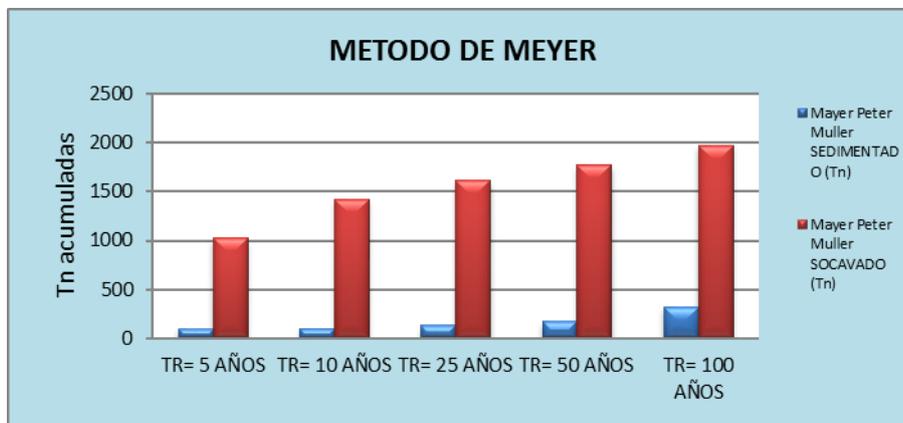


Figura 4.3 Comparaciones de sedimentos con el método de Meyer

Respecto al balance de sedimentos, observamos que para todos los periodos de retorno, el carácter del río llave es erosivo, no obstante, los incrementos son muy acusados, así el incremento entre el periodo de retorno de 5 y 10 años se cuantifica en un 97.05%, el incremento entre el periodo de 10 y 25 años se cuantifica en 78.66%, el incremento entre el periodo de 25 y 50 años se cuantifica en 75.61%, y el incremento entre el periodo de 50 y 100 años se cuantifica en 52.9% obteniendo un incremento medio de 76.07%.

4.2.4.1.1.- Análisis de Resultados con respecto a la Variación Absoluta de Talweg de Balance se sedimentaciones y socavaciones

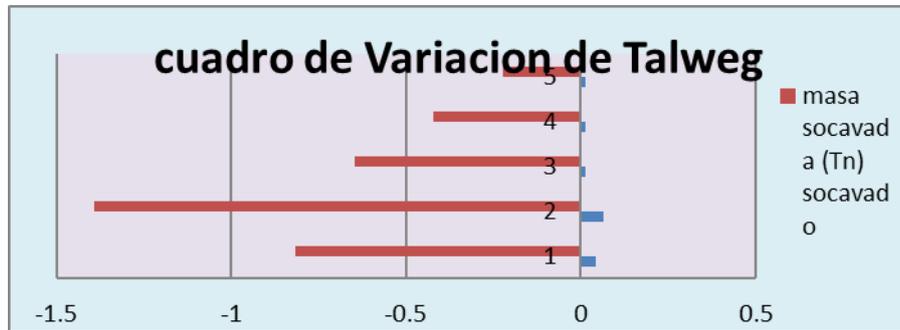


Figura 4.4 Balance se socavaciones y sedimentaciones

Variación absoluta de Talweg Original para Tr= 100 Años

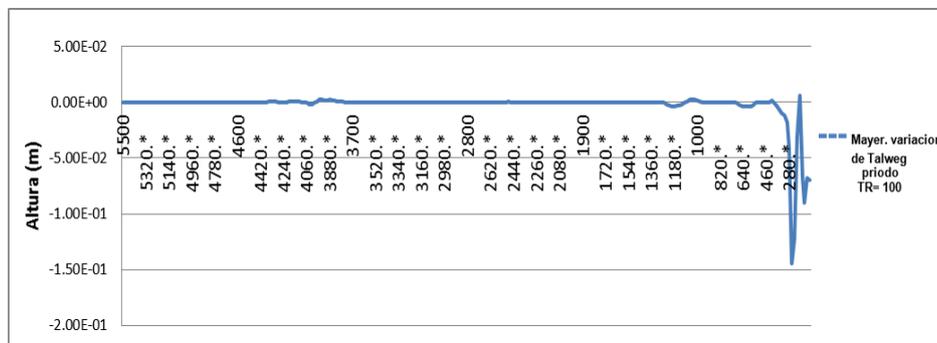


Figura: 4.5 Variación de Talweg Tr= 100Años

Variación absoluta de Talweg Original para Tr= 50 Años

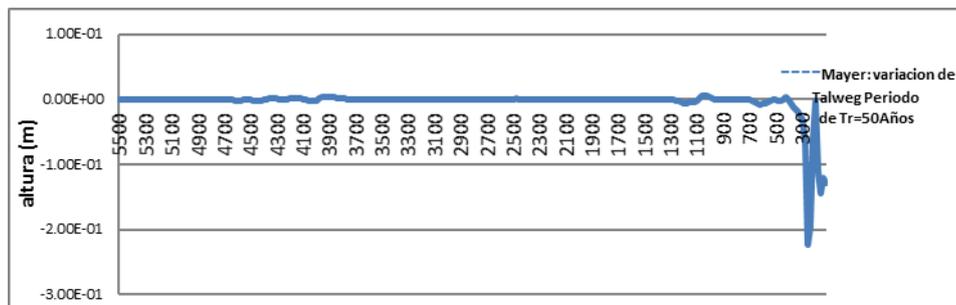


Figura: 4.6 Variación de Talweg Tr= 50Años

Variación absoluta de Talweg Original para Tr= 25 Años

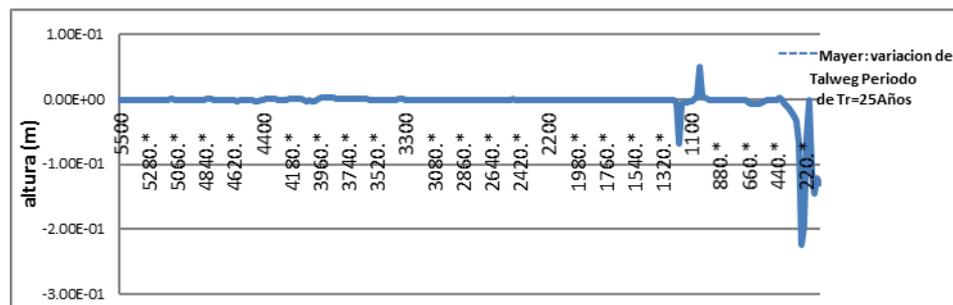


Figura: 4.7 Variación de Talweg Tr= 25Años

Variación absoluta de Talweg Original para Tr= 10 Años

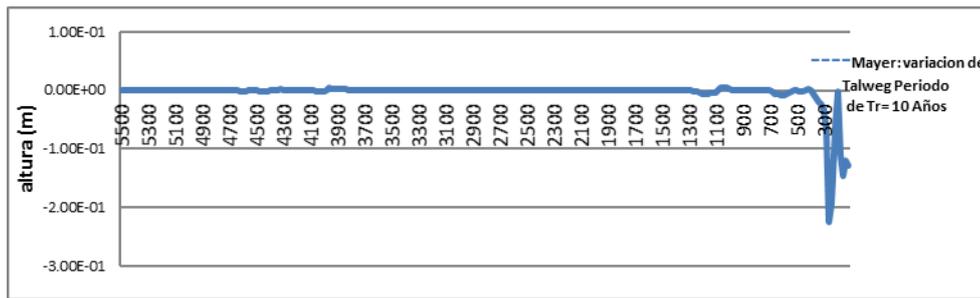


Figura: 4.8 Variación de Talweg Tr= 100Años

Variación absoluta de Talweg Original para Tr= 5 Años

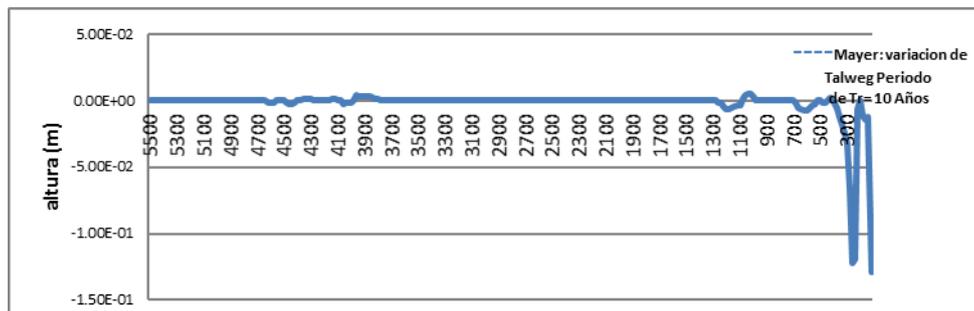


Figura: 4.9 Variación de Talweg Tr= 5 Años

COMENTARIO

Respecto a la variación absoluta del talweg original, observamos que para los periodo de 5 a 10 años la variación registrada es (-0.224m a 0.0116m), 10 a 25 años la variación registrada es (-0.422m a 0.0125m), 25 a 50 años (-0.646m a 0.0629m) y de 50 a 100 años de periodo de retorno la variación registra es, (-1.397m a 0.0427m), mientras que, los sedimentos socavados son llevados a fuertes velocidades a las partes bajas de los ríos y lagos.

4.2.4.2.- Laursen (1968,1989)

Cuadro 4.10 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+)

TIEMPO DE RETORNO	Laursen (copeland)	
	SEDIMENTADO (Tn)	SOCAVADO (Tn)
TR= 5 AÑOS	1014.14	12820.40
TR= 10 AÑOS	1320.94	14850.20
TR= 25 AÑOS	1480.94	15240.80
TR= 50 AÑOS	1971.80	7582.26
TR= 100 AÑOS	1600.40	15820.55

Fuente Elaboración Propia

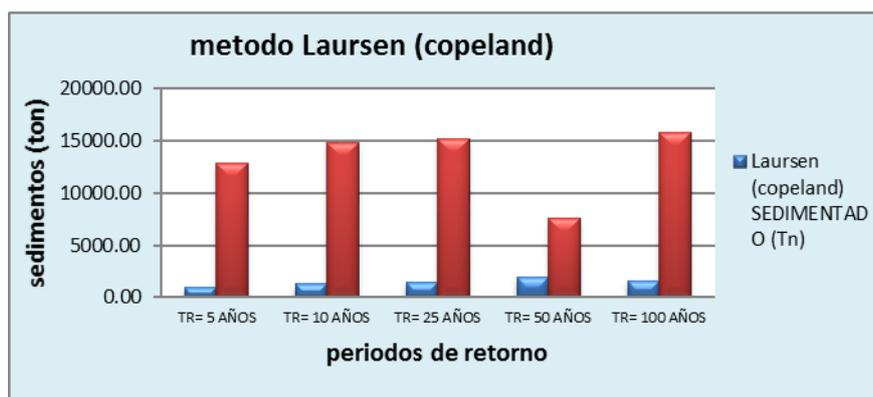


Figura 4.10 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+) método Laursen

Respecto al balance de sedimentos, observamos que para todos los periodos, el carácter del rio llave es erosivo, no obstante, los incrementos son muy acusados, así el incremento entre el periodo de retorno de 5 y 10 años se cuantifica en un 76.77%, el incremento entre el periodo de 10 y 25 años se cuantifica en 89.19%, el incremento entre el periodo de 25 y 50 años se cuantifica en 75.10%, y el incremento entre el periodo de 50 y 100 años se cuantifica en -23% este tipo de resultado significa que para, el periodo de 100 años la velocidad es mayor, por lo tanto la socavación es mayor y la sedimentación debe ser mucho menor.

4.2.4.3.- Yang (1973,1984)

Cuadro 4.11 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+)

Yang

TIEMPO DE RETORNO	SEDIMENTADO (Tn)	SOCAVADO (Tn)
TR= 5 AÑOS	0.000	80.840
TR= 10 AÑOS	0.000	620.000
TR= 25 AÑOS	120.330	810.480
TR= 50 AÑOS	320.330	1020.450
TR= 100 AÑOS	675.480	1226.320

Fuente: Elaboración propia

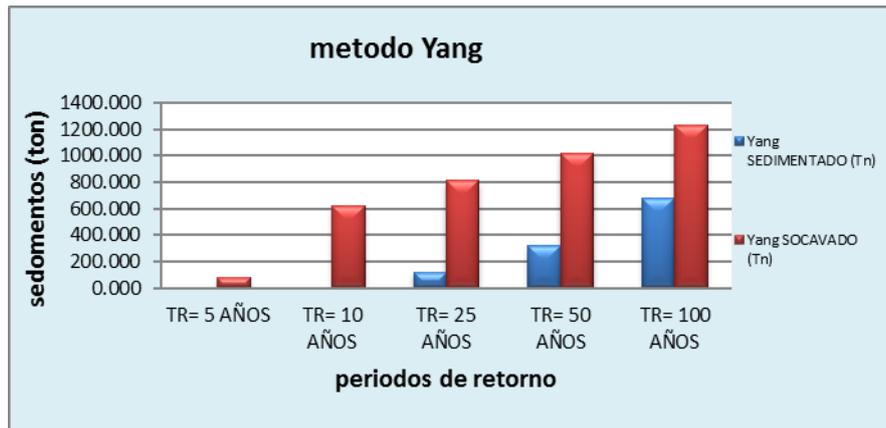


Figura 4.11 Comparaciones de sedimentos con el método de Yang

Respecto al balance de sedimentos, observamos que para todos los periodos, el carácter del rio llave en el trayecto es erosivo en lugares de mayor pendiente y sedimentado en pendientes menores, no obstante, los incrementos son muy parecidos, así el incremento entre el periodo de retorno de 5 y 10 años se cuantifica en un 00%, el incremento entre el periodo de 10 y 25 años se cuantifica en 100%, el incremento entre el periodo de 25 y 50 años se cuantifica en 37.56%, y el incremento entre el periodo de 50 y 100 años se cuantifica en 47.42% obteniendo un incremento medio de 46.24%

4.2.4.4.- Toffaleti (1968)

Cuadro 4.12 Resumen de comparación de sedimentos (-)(+)

Toffaleti		
TIEMPO DE RETORNO	SEDIMENTADO (Tn)	SOCAVADO (Tn)
TR= 5 AÑOS	80.9900	0.0000
TR= 10 AÑOS	124.9900	0.0000
TR= 25 AÑOS	384.9450	83.4700
TR= 50 AÑOS	362.9394	125.3400
TR= 100 AÑOS	125.3487	490.3927

Fuente: Elaboración propia

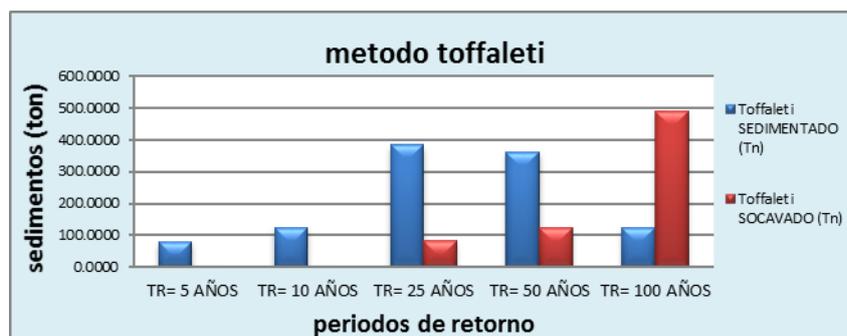


Figura 4.12 Comparaciones de sedimentos con el método de Toffaleti

Respecto al balance de sedimentos, observamos que para todos los periodos, el carácter del trayecto del rio es sedimentado en lugares de mayor pendiente es socavado y en lugares de menor pendientes son sedimentados, no obstante, los incrementos son así, el incremento entre el periodo de retorno de 5 y 10 años se cuantifica en un 64.79%, el incremento entre el periodo de 10 y 25 años se cuantifica en 32.46%, el incremento entre el periodo de 25 y 50 años se cuantifica en 94.28%, y el incremento entre el periodo de 50 y 100 años se cuantifica en 34.53% obteniendo un incremento medio de 56.51%

4.2.5.- Comparación de balance de socavaciones y sedimentaciones

a.- Sedimentación (tn):

CUADRO 4.13 COMPARACION DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ACUMULADOS					
METODOS	PERIODOS DE RETORNO				
	TR=5AÑOS	TR= 10AÑOS	TR=25AÑOS	TR=50AÑOS	TR=100AÑOS
TOFFALETI (Tn)	80.990	124.990	384.945	362.939	125.349
MAYER PETER MULLER (Tn)	98.040	101.010	128.400	169.800	320.530
YANG (Tn)	0.000	0.000	120.330	320.330	675.480
LAURSEN (COPELAND) (Tn)	1014.140	1320.940	1480.940	1971.800	1600.400

Fuente: *Elaboración propia*

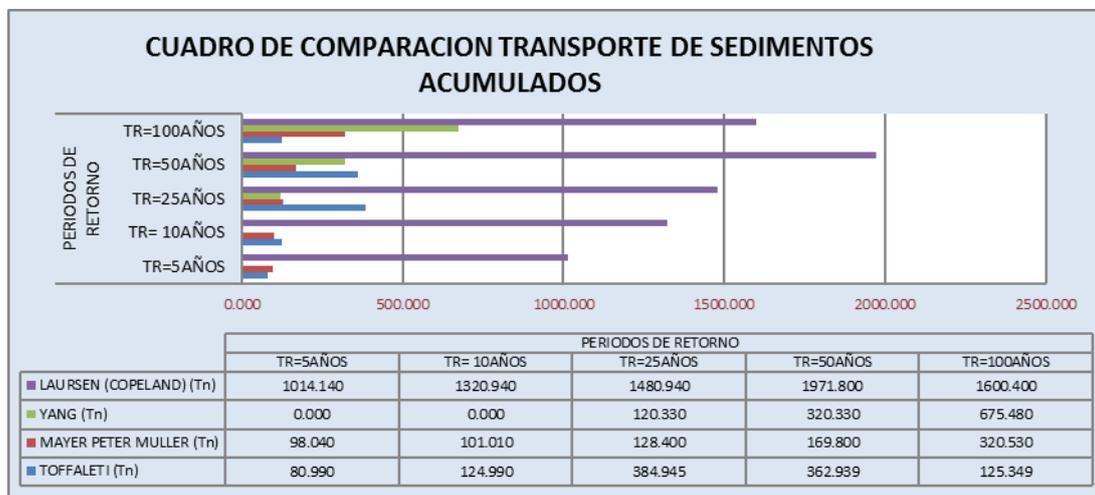


Figura4.13 Comparación de sedimentos con diferentes métodos

Comentario

Para el periodo de retorno de 100 años con caudales de 1481.4 m³/s, observamos un primer grupo formado por Laursen, es destacando como las formaciones con carácter más sedimentario mientras, un segundo grupo formado por Toffaleti, Yang y Meyer, destacando como la formulación con menor carácter sedimentario.

b.- Socavación (Tn)

CUADRO 4.14 COMPARACION DE SEDIMENTOS SOCAVADOS ACUMULADOS					
METODOS	PERIODOS DE RETORNO				
	TR=5AÑOS	TR= 10AÑOS	TR=25AÑOS	TR=50AÑOS	TR=100AÑOS
TOFFALETI (Tn)	0.000	0.000	83.470	125.340	490.393
MAYER PETER MULLER (Tn)	1021.460	1420.420	1610.480	1770.680	1972.903
YANG (Tn)	80.840	620.000	810.480	1020.450	1226.320
LAURSEN (COPELAND) (Tn)	12820.400	14850.200	15240.800	7582.256	15820.550

Fuente: Elaboración propia

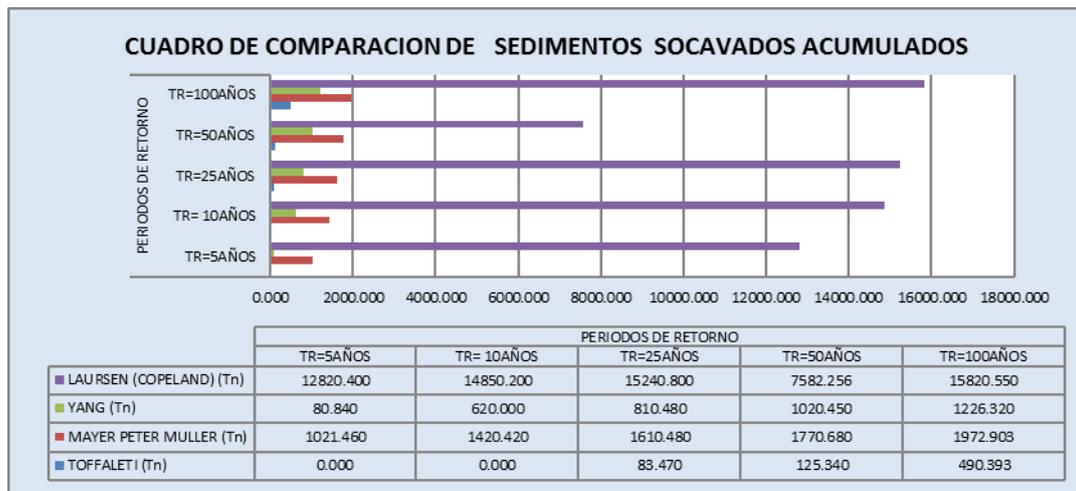


Figura 4.14 Comparación de socavaciones con diferentes métodos

Para el periodo de 100 años con caudal punta de 1481.4 m³/s, observamos un primer grupo formado por Laursen, destacando como las formaciones con carácter más erosivo, mientras, un segundo grupo formado por Toffaleti, Yang y Meyer, destacando que son con menor carácter erosivo para este segundo grupo.

COMENTARIO

- De forma general, Laursen, que es una formulación de carga total, siempre transporta en los distintos periodos más material que sus formulaciones Homologas, los resultados de trasporte no son bien calibrados por lo que se descarta su utilización para nuestro estudio de investigación
- Engelund no cabe mención, al no ser una ecuación idónea, debido a que solamente es válida para sistemas arenosos.
- Toffaleti es una formulación muy sensible a la temperatura y contiene un exponente empírico que describe la relación entre los sedimentos y las

características hidráulicas, que también se descarta.

- Así mismo Meyer Peter y Müller, que es una formulación de carga de lecho, muestra para los distintos periodos, valores medianos bien calibrados como se pueda comparar para 100 años de periodo de retorno Meyer transporta un total de 320.53tn, Yang transporta 675.48Tn, nos da entender que Yang es una formulación de mayor transporte, pero se observa que en periodos de retorno de 5 a 10 años son mínimos los sedimentos trasportados, sin embargo, Meyer logra transportar sedimentos bien calibrados. Si analizaríamos de un río que termine la desembocadura en un lago o en un mar Mayer seguro que se pondría en primer lugar de transporte de carga total del lecho, para nuestro trabajo investigación se usó esta formulación para determinar el transporte de sedimentos.

4.2.5.1 Socavaciones totales en el puente antiguo río llave.

Las socavaciones en el río llave puente antiguo se ha determinado para un periodo máximo de 100 años con un caudal de 1481.4m³/s. con una velocidad del flujo de 5.1 m/s, se socavo 4.57m de profundidad, en donde se recomienda, las pilas o los estribos deben considerarse en el diseño la protección con rocas alrededor de cada pila del puente.

DATOS COMPUTADOS CON HEC RAS			
Contraction Scour (socavacion por contraccion)			
	Left	Channel	Right
Ys (m):		0.56	
Vc (m/s):		0.12	
Equation:		Live	
Pier Scour (socavacion local en pilas de puente)			
All Piers:	Ys (m):	4	
	Froude #:	0.51	
	Equation:	CSU equation	
Combined Scour Depths (socavacion total)			
Pier Scour + Contraction Scour (m):			
Left Bank:		4	
Channel: socavacion total(m)		4.57	

4.3.- Interpretación cuantitativa con respecto al tercer objetivo.

Con respecto a transporte de sedimentos se calculó con el método de Meyer Peter y Müller, teniendo los resultados como: Para un periodo máximo de retorno de 100 años con un caudal máximo de 1481.4 m³/s, con una duración de 24 horas, se socavo 320.53 toneladas y se sedimentó 1972.903 toneladas y para $T_r = 5$ Años con caudal de 855.49 m³/s, con una duración de 24 horas se socavo 1021.46 toneladas y se sedimentó 98.04 toneladas, $T_r = 10$ Años con caudal de 1000.31 m³/s, con una duración de 19 horas, se socavo 1420.42 toneladas y se sedimentó 101.01 toneladas, $T_r = 25$ Años con caudal de 1191.76 m³/s con una duración de 24 horas se socavo 1610.48 toneladas y se sedimentó 128.4 toneladas, $T_r = 50$ Años con caudal de 1336.58 m³/s. con una duración de 19:00 horas, se socavo 1770.68 toneladas y se sedimentó 169.8 toneladas, además de identificar las secciones a largo de tramo, es crítico también la sección 250, el puente antiguo del río llave como se pueda ver mejor en el capítulo III

Identificación de zonas críticas de socavación y sedimentación para $T = 100$ años con $Q = 1481.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cuadro secciones críticas socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
280.*	-0.04008456	55.25238
260.*	-0.2242203	78.94462
240.*	-0.1225516	111.1881
220.*	-0.0305383	126.0741

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro secciones críticas moderadas sedimentadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentado (Tn)
1080.*	0.000680333	8.816745
1060.*	0.002718724	7.662259
1040.*	0.002880461	6.324389

Fuente: Elaboración Propia

**Identificación de zonas críticas de socavación y sedimentación para
T= 50 años, con Q=1336m³/seg**

Cuadro secciones criticas socavadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa socavada (Tn)
280.*	-0.06690402	50.70195
260.*	-0.1444143	69.15883
240.*	-0.1948439	94.62935
220.*	-0.0611501	109.6973

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro secciones criticas sedimentadas		
secciones	cambio de lecho (m)	masa sedimentado (Tn)
1060.*	0.004572236	6.655707
1040.*	0.004999348	5.40569
1020.*	0.00466272	4.240967
1000	0.002965755	3.491617

Fuente: Elaboración Propia

V. CONCLUSIONES.

5.1.- Objetivos específicos.

- El modelamiento del sistema hidrológico de la cuenca del río llave, a través del modelo HidroEsta, permite describir en forma cualitativa y cuantitativa la respuesta de la cuenca ante un evento extremo, permitiendo determinar el Caudal del Diseño por el método Gumbel, teniendo los siguientes resultados, para un $Tr=100$ años el caudal es $1481.4 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=50$ Años el caudal es $1336.58 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=25$ años el caudal es $1191.76 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=10$ años el caudal es $1000.31 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=5$ años el caudal es $855.49 \text{ m}^3/\text{s}$.
- con respecto al transporte de sedimentos en régimen no permanente, de río llave tramo de 5500 m que comprende el tramo de estudio, se determinó el transporte de sedimento, para diferentes periodos de retorno con el método de Meyer Peter y Müller, teniendo los resultados como: Para un periodo máximo de retorno de 100 años con un caudal máximo de $1481.4 \text{ m}^3/\text{s}$, se socavó 320.53 toneladas se socavó 1972.903 toneladas y para $Tr=5$ Años con caudal de $855.49 \text{ m}^3/\text{s}$, se socavó 1021.46 toneladas y se sedimento 98.04 toneladas, $Tr=10$ Años con caudal de $1000.31 \text{ m}^3/\text{s}$, se socavó 1420.42 toneladas y se sedimento 101.01 toneladas, $Tr=25$ Años con caudal de $1191.76 \text{ m}^3/\text{s}$, se socavó 1610.48 toneladas y se sedimento 128.4 toneladas, $Tr=50$ Años con caudal de $1336.58 \text{ m}^3/\text{s}$, se socavó 1770.68 toneladas y se sedimento 169.8 toneladas, respecto a la variación absoluta del talweg original, observamos que para los periodo de 5 a 10 años la variación registrada es $(-0.224 \text{ m}$ a $0.0116 \text{ m})$, 10 a 25 años la variación registrada es $(-0.422 \text{ m}$ a $0.0125 \text{ m})$, 25 a 50 años $(-0.646 \text{ m}$ a $0.0629 \text{ m})$ y de 50 a 100 años, la variación registrada es, $(-1.397 \text{ m}$ a $0.0427 \text{ m})$, la socavación en el puente antiguo de río llave será de 4.57 m de profundidad, para un periodo máximo de retorno de 100 años
- El modelamiento en flujo gradualmente variado no permanente con el modelo Hec Ras, se identificó lugares críticos de socavación y sedimentación, para $TR=100$ años, la sección 260 se socavó 22.4 cm , la sección 1040 se sedimenta 0.28 cm , para $TR=50$ Años la sección 260 se socavó 14.4 cm y se sedimento 0.49 cm , la sección 250 que tiene una socavación local de 4.57 m de profundidad en las pilas del puente antiguo del río llave.

VI. RECOMENDACIONES.

- Dada la importancia de la cuenca del río Llave, es necesaria la instalación de estaciones meteorológicas que permitan una correcta representación de la cuenca en estudio, en cuanto a sus variaciones y diferencias en la distribución temporal de las lluvias evitando de esta manera las extrapolaciones.
- Antes de realizar el levantamiento topográfico a través del río se debe hacer un reconocimiento de campo que permita determinar los sitios donde es necesario la toma de las secciones transversales, sitios como curvas que permitan representar correctamente la sinuosidad del cauce y su comportamiento, sitios como las contracciones y expansiones del río, donde se presenten estructuras hidráulicas y cambios de pendiente. En el caso de la planicie de inundación se debe tener en cuenta características como la morfología meándrica, las distintas formaciones, restos de cauces, lugares altos y depresiones, cauces activos, afluentes que se unen al cauce principal en la llanura y usos que se le están dando a las áreas aledañas al río.
- Para la determinación de los niveles y crecidas de agua en un cauce natural se recomienda hacer muchas suposiciones con el fin de aproximar el modelo a un tipo de flujo uniforme, que proporciona una idea bastante general sobre lo que ocurre con el flujo, debido también a la facilidad de resolver las ecuaciones para flujo uniforme. Pero las condiciones reales presentes en el cauce como son: sinuosidad, pendientes fuertes, velocidades y caídas altas de agua, además de los frecuentes cambios de régimen de flujo subcrítico a supercrítico y viceversa, nos llevan a la utilización de modelos que incluyan estas variaciones como es la utilización de un modelo con flujo no permanente.
- Tener en cuenta que el sistema de unidades utilizado para generar todos los archivos y el plan de análisis sea el mismo y sus magnitudes nos permitan apreciar correctamente los valores de los datos e interpretar los resultados.

- En nuestro medio se recomienda el método más utilizado, para transporte de sedimentos es Meyer-Peter y Müller, es por eso que este método fue la base inicial de la modelación y el referente con el cual comparar los demás métodos. Esto no necesariamente significa que la ecuación de Meyer-Peter y Müller sea la más apropiada para la realidad geográfica, geológica e hidráulica en río de serranías, fue este el punto de partida para comprender y conocer el funcionamiento del programa, esto sin subestimar ni acreditar a los otros métodos empleados.
- Analizar cualitativamente los resultados valiéndonos de las gráficas y animaciones para identificar las tendencias del flujo y sus efectos en la geometría del río. Además, constatar cuantitativamente estas observaciones en las tablas de resultados para conocer las magnitudes de estos efectos sobre el perfil del lecho del río junto y sus secciones transversales.
- Tener en cuenta que los resultados obtenidos en la modelación de socavaciones para el diseño de puentes y alcantarillas, el estudio granulométrico debe ser detallado en diámetros promedios de D50 y D95.

VII. BIBLIOGRAFÍA.

- Ambrosio Ramos, Wilfredo P. (2001). “Estudio de Máximas Avenidas y de Transporte de Sedimentos en el Río Chancay – Huaral con Fines de Control de Inundaciones”, Tesis UNALM, Lima – Perú.
- Alfaro Alejo, Roberto (2011). “Erosión y transporte de sedimentos FIA - UNA” primera y segunda edición, Puno Perú
- Casanova M. Leonardo (2002), “Topografía Plana” Taller de publicaciones de Ingeniería, Mérida-Venezuela
- Coaquira Coaquira, Edwin (2011). “Análisis de Simulación del grado de Vulnerabilidad a Inundaciones Mediante la Aplicación del SIG, en la cuenca baja del río llave” UNA, Puno – Perú.
- Chacón Sánchez, Juan Pablo (2010). “Análisis de flujo gradualmente Variado no Permanente y transporte de sedimentos con el Modelo Hec – Ras” Tesis EPN, Quito - Ecuador.
- Chow, Ven Te (1986). “Hidráulica de los Canales Abiertos”, Mc. Graw Hill, Bogotá – Colombia.
- García García, Raúl (2012). “Análisis y Evaluación del Transporte de Sedimentos en Cuencas Mediterráneas aplicación a la rambla del albuñón (Cartagena)” Tesis UPC, Cartagena Uruguay
- Linsley R. (1968) “Hidrología para Ingenieros”, Editorial Mc Graw -Hill. New York.
- Medina V. Wuilmer C (2003). “Análisis comparativo de modelos de estimación de máximas avenidas del río llave”, Universidad Nacional del Altiplano, Puno – Perú.
- Medina V. Wuilmer C. (2003). ” Análisis comparativo de modelos de estimación de máximas avenidas del río llave”, Universidad Nacional del Altiplano, Puno – Perú.
- Molina, Medardo.1970 “Hidrología UNA” Publidart, Lima – Perú.
- Villón B. Máximo (2002). “Hidrología” Editorial Villón, Lima – Perú.
- Villón B. Máximo (2012). “HidroEsta 1 y 2 cálculos Hidrológicos”, manual de usuario, Editorial Villón, Lima – Perú,
- Villón B. Máximo (2005). “Hidrología Estadística”, Editorial Villón, Lima –Perú

- Villón B. Máximo (2011). "Hec – Ras Ejemplos", 1ra y 2da Editorial Villón, Lima – Perú.
- Rocha F. Arturo (1998). "Introducción a la Hidráulica Fluvial". Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.
- Simons M. D. (1977). "Transporte de sedimentos en causes abiertos" Editorial SMD (Méjico).
- Saborío J. (2003). "Estudio del riesgo integral en la cuenca del Río Savegre ICE proyectos y servicios asociados", Quito-Ecuador.
- Sviatoslav Krochin, (1996). "Diseño Hidráulico", Editorial de la Escuela Politécnica Nacional Quito – Ecuador

ANEXOS

ANEXO A

1. Estudio granulométrico en las 04 calicatas

ANEXO B

1. Registros históricos de caudales Máximos diarios de río Ramis
2. Registros históricos de caudales Máximos diarios de río llave

ANEXO C

1. Determinación de las rugosidades del cauce principal y la planicie de inundación.
2. Gráfica del caudal máximo para para los diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 años
3. Perspectiva en 3d de las secciones producidas para un tiempo de retorno de 5 y 100 años
4. Secciones transversales del río llave para diferentes periodos de retorno

ANEXO D

1. Mapa de representación esquemática de la profundidad de la deposición de los materiales socavados y sedimentados en periodo de 100años de Retorno
2. Levantamiento topográfico del río llave; tramo Puente Antiguo (reconstruido) hasta la comunidad de Alquipa Progresivas 00+000 al 5+500

ANEXOS

ANEXO A

1. Estudio granulométrico en las 04 calicatas

1. Estudio granulométrico en las 04 calicatas





ASESORIA GEOTECNICA
 ESTUDIOS Y EVALUACIONES EN CIMENTACIONES
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
 URB PUNO - PUNO



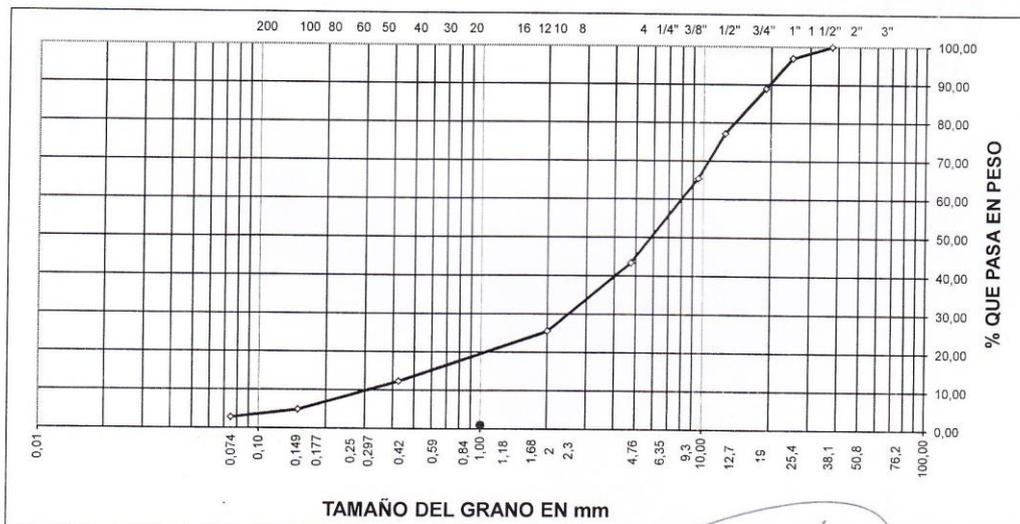
SOMOS UNA ENTIDAD QUE PRESTAMOS SERVICIOS A DIFERENTES INSTITUCIONES PUBLICAS Y PRIVADAS, REALIZAMOS ASESORAMIENTO TECNICOS, CONSULTORIA (EN GEOTECNIA), LOS ENSAYOS TOTALMENTE ACTUALIZADOS CON LAS ULTIMAS NORMAS DE ASTM, ACI, RNE Y OTROS NORMAS INTERNACIONALES (COMO CONSULTA)

PROYECTO : DETERMINACION DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO NO PERMANENTE
 CON EL MODELO HEC RASENE RIO ILAVE TRAMO PUENTE ANTIGUO - ALQUIPA
 UBICACION : DISTRITO DE ILAVE PROVINCIA DEL COLLAO REGION PUNO
 SOLICITA : ING° JORGE QUISPE APAZA
 MUESTRA : CANTERA DE HORMIGON DEL RIO ILAVE SECTOR DE INCHUPALLA
 FECHA : viernes, 24 de mayo de 2013

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (ASTM D-422)

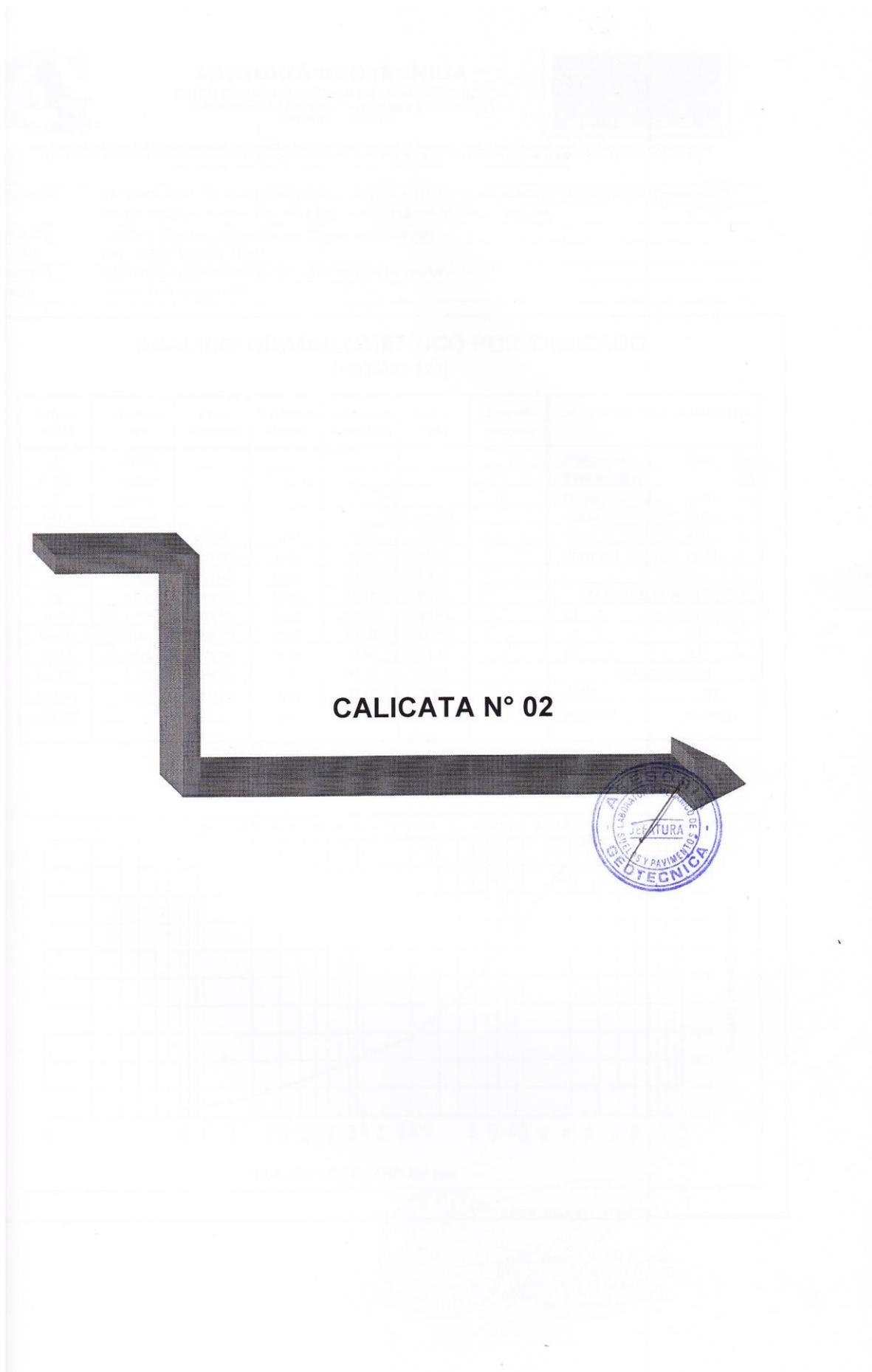
Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75,000						Peso inicial : 2250 Grs
2 1/2"	63,000						Peso fracción : Grs
2"	50,000						Grava : 56,60 %
1 1/2"	37,500				100,00		Arena : 40,60 %
1"	25,000	68,00	3,00	3,00	97,00		Fino : 2,80 %
3/4"	19,000	179,00	8,00	11,00	89,00		W natural : 10,11 %
1/2"	12,500	265,30	11,80	22,80	77,20		
3/8"	9,500	266,60	11,80	34,60	65,40		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4,750	495,00	22,00	56,60	43,40		L.L. : 15,45 %
No.10	2,000	401,00	17,80	74,40	25,60		L.P. : N.P. %
No.40	0,425	298,00	13,20	87,60	12,40		I.P. : N.P. %
No.100	0,150	168,00	7,50	95,10	4,90		CLASIFICACION
No.200	0,075	48,00	2,10	97,20	2,80		SUCS : SP
<No.200			2,80	100,00			AASHTO : A-1-a(0)

REPRESENTACION GRAFICA
TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



ASESORIA GEOTECNICA

Ing. Ricardo Aroni Acero
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONTROL Y ENSAYO DE MATERIALES
 CIP: 109836

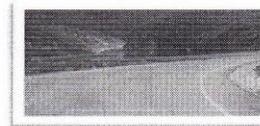


CALICATA N° 02





ASESORIA GEOTECNICA
ESTUDIOS Y EVALUACIONES EN CIMENTACIONES
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
 URB PUNO - PUNO



SOMOS UNA ENTIDAD QUE PRESTAMOS SERVICIOS A DIFERENTES INSTITUCIONES PUBLICAS Y PRIVADAS, REALIZAMOS ASESORAMIENTO TECNICOS, CONSULTORIA (EN GEOTECNIA), LOS ENSAYOS TOTALMENTE ACTUALIZADOS CON LAS ULTIMAS NORMAS DE ASTM, ACI, RNE Y OTROS NORMAS INTERNACIONALES (COMO CONSULTA)

PROYECTO : DETERMINACION DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO NO NO PERMANENTE
 CON EL MODELO HEC RASENE RIO ILAVE TRAMO PUENTE ANTIGUO - ALQUIPA
 UBICACION : DISTRITO DE ILAVE PROVINCIA DEL COLLAO REGION PUNO
 SOLICITA : ING° JORGE QUISPE APAZA
 MUESTRA : CANTERA DE HORMIGON DEL RIO ILAVE SECTOR DE INCHUPALLA
 FECHA : viernes, 24 de mayo de 2013

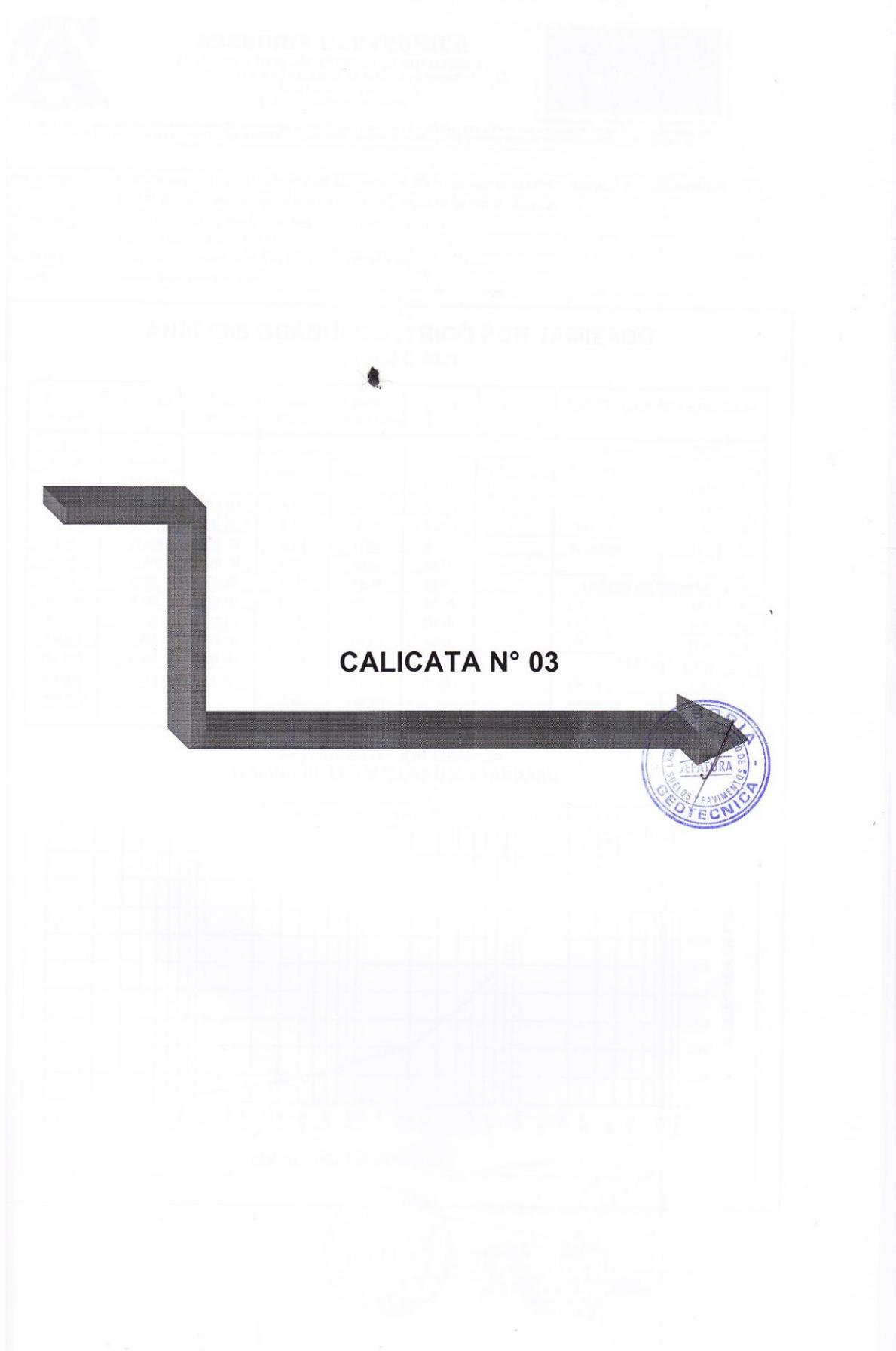
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
(ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75,000						Peso inicial : 2500 Grs
2 1/2"	63,000						Peso fracción : Grs
2"	50,000						Grava : 53,70 %
1 1/2"	37,500				100,00		Arena : 43,40 %
1"	25,000	32,00	1,30	1,30	98,70		Fino : 2,90 %
3/4"	19,000	211,00	8,40	9,70	90,30		W natural : 10,88 %
1/2"	12,500	301,00	12,00	21,70	78,30		
3/8"	9,500	299,00	12,00	33,70	66,30		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4,750	501,00	20,00	53,70	46,30		L.L. : 15,23 %
No.10	2,000	455,00	18,20	71,90	28,10		L.P. : N.P. %
No.40	0,425	376,00	15,00	86,90	13,10		I.P. : N.P. %
No.100	0,150	189,00	7,60	94,50	5,50		CLASIFICACION
No.200	0,075	66,00	2,60	97,10	2,90		SUCS : SP
<No.200			2,90	100,00			AASHTO : A-1-a(0)

REPRESENTACION GRAFICA
TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD

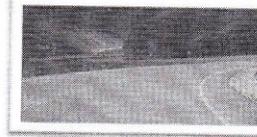


ASESORIA GEOTECNICA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
 DE MATERIALES
 CIP: 109836
 Ing. Ricardo Aroni Acero
 JEFE DE LABORATORIO





ASESORIA GEOTECNICA
 ESTUDIOS Y EVALUACIONES EN CIMENTACIONES
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
 URB PUNO - PUNO
 TELEF. CELULAR. 051-951780165



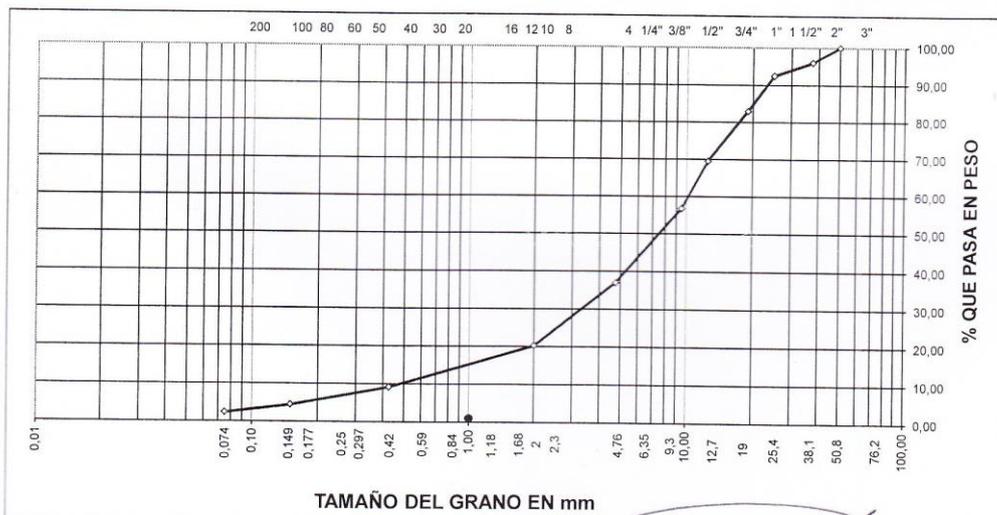
SOMOS UNA ENTIDAD QUE PRESTAMOS SERVICIOS A DIFERENTES INSTITUCIONES PUBLICAS Y Y PRIVADAS, REALIZAMOS ASESORAMIENTO TECNICOS, CONSULTORIA (EN GEOTECNIA), LOS ENSAYOS TOTALMENTE ACTUALIZADOS CON LAS ULTIMAS NORMAS DE ASTM, ACI, RNE Y OTROS NORMAS INTERNACIONALES (COMO CONSULTA)

PROYECTO : DETERMINACION DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO NO PERMANENTE
 CON EL MODELO HEC RASENE RIO ILAVE TRAMO PUENTE ANTIGUO - ALQUIPA
 UBICACION : DISTRITO DE ILAVE PROVINCIA DEL COLLAO REGION PUNO
 SOLICITA : ING° JORGE QUISPE APAZA
 MUESTRA : CANTERA DE HORMIGON DEL RIO ILAVE SECTOR DE INCHUPALLA
 FECHA : viernes, 24 de mayo de 2013

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (ASTM D-422)**

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75,000						Peso inicial : 2800 Grs
2 1/2"	63,000						Peso fracción : Grs
2"	50,000				100,00		Grava : 63,00 %
1 1/2"	37,500	111,00	4,00	4,00	96,00		Arena : 34,60 %
1"	25,000	98,00	3,50	7,50	92,50		Fino : 2,40 %
3/4"	19,000	265,00	9,50	17,00	83,00		W natural : 11,00 %
1/2"	12,500	378,00	13,50	30,50	69,50		
3/8"	9,500	355,00	12,70	43,20	56,80		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4,750	555,00	19,80	63,00	37,00		L.L. : 15,49 %
No.10	2,000	467,00	16,70	79,70	20,30		L.P. : N.P. %
No.40	0,425	312,00	11,10	90,80	9,20		I.P. : N.P. %
No.100	0,150	131,00	4,70	95,50	4,50		CLASIFICACION
No.200	0,075	58,00	2,10	97,60	2,40		SUCS : SP
<No.200			2,40	100,00			AASHTO : A-1-a(0)

**REPRESENTACION GRAFICA
 TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD**



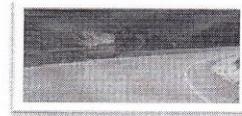
ASESORIA GEOTECNICA

Ing. Ricardo Aroni Acero
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONTROL Y ENSAYO DE MATERIALES
 CIP: 109836





ASESORIA GEOTECNICA
ESTUDIOS Y EVALUACIONES EN CIMENTACIONES
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
 URB PUNO - PUNO



SOMOS UNA ENTIDAD QUE PRESTAMOS SERVICIOS A DIFERENTES INSTITUCIONES PUBLICAS Y Y PRIVADAS, REALIZAMOS ASESORAMIENTO TECNICOS, CONSULTORIA (EN GEOTECNIA), LOS ENSAYOS TOTALMENTE ACTUALIZADOS CON LAS ULTIMAS NORMAS DE ASTM, ACI, RNE Y OTROS NORMAS INTERNACIONALES (COMO CONSULTA)

PROYECTO : DETERMINACION DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO NO NO PERMANENTE
 CON EL MODELO HEC RASENE RIO ILAVE TRAMO PUENTE ANTIGUO - ALQUIPA

UBICACION : DISTRITO DE ILAVE PROVINCIA DEL COLLAO REGION PUNO

SOLICITA : ING° JORGE QUISPE APAZA

MUESTRA : CANTERA DE HORMIGON DEL RIO ILAVE SECTOR DE INCHUPALLA

FECHA : viernes, 24 de mayo de 2013

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
(ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75,000						Peso inicial : 2600 Grs
2 1/2"	63,000						Peso fracción : Grs
2"	50,000				100,00		Grava : 61,60 %
1 1/2"	37,500	46,00	1,80	1,80	98,20		Arena : 35,20 %
1"	25,000	109,00	4,20	6,00	94,00		Fino : 3,20 %
3/4"	19,000	234,00	9,00	15,00	85,00		W natural : 11,80 %
1/2"	12,500	353,00	13,60	28,60	71,40		
3/8"	9,500	325,00	12,50	41,10	58,90		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4,750	534,00	20,50	61,60	38,40		L.L. : 15,20 %
No.10	2,000	432,00	16,60	78,20	21,80		L.P. : N.P. %
No.40	0,425	298,00	11,50	89,70	10,30		I.P. : N.P. %
No.100	0,150	129,00	5,00	94,70	5,30		CLASIFICACION
No.200	0,075	55,00	2,10	96,80	3,20		SUCS : SP
<No.200			3,20	100,00			AASHTO : A-1-a(0)

REPRESENTACION GRAFICA
TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



ASESORIA GEOTECNICA

Ing. Ricardo Aroni Acero
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONTROL Y ENSAYO DE MATERIALES
 CIP: 109830

ANEXO B

- 1. Registros históricos de caudales Máximos diarios de río Ramis**
- 2. Registros históricos de caudales Máximos diarios de río llave**

1. Registros históricos de caudales Máximos diarios de río Ramis

REGISTROS HISTÓRICOS

CAUDALES MÁXIMOS DIARIOS - RIO RAMIS

ESTACIÓN: HLG-FUENTE RAMIS LATITUD: 15°15' S ALTITUD: 3850 msnm PROVINCIA: Huancané
 CUENCA: RAMIS LONGITUD: 69°52' W DISTRITO: Huancané VERTIENTE: Lago Titicaca

Nº	AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MAXIMO ANUAL
1	1963	351.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	351.0
2	1964	-1.0	-1.0	385.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	385.0
3	1965	229.0	342.5	-1.0	-1.0	103.0	29.7	20.0	-1.0	13.3	11.4	-1.0	-1.0	342.5
4	1966	205.0	267.8	270.6	71.2	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	20.0	60.8	156.6	270.6
5	1967	72.0	137.0	260.2	96.7	28.4	17.4	10.6	8.0	10.7	17.2	12.9	116.9	260.2
6	1968	112.5	289.0	251.2	86.4	43.0	22.1	12.5	9.3	10.5	13.6	60.0	72.6	289.0
7	1969	167.0	175.2	73.4	90.2	39.0	14.0	12.5	11.0	11.0	9.5	9.1	38.4	175.2
8	1970	251.7	404.8	393.8	311.0	110.0	25.1	14.1	9.6	18.6	15.4	10.2	178.6	404.8
9	1971	374.2	545.0	554.0	119.0	40.8	21.6	15.2	11.0	9.4	14.2	18.8	76.0	554.0
10	1972	291.6	331.4	281.0	229.8	64.6	24.4	18.0	13.1	9.6	7.8	29.9	94.4	331.4
11	1973	290.4	425.0	442.5	392.9	114.6	38.0	22.0	19.6	20.2	29.7	25.6	96.0	442.5
12	1974	306.0	528.0	623.5	217.1	73.0	32.9	23.5	14.9	26.2	17.3	15.4	110.0	623.5
13	1975	230.6	405.0	397.5	187.8	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	405.0
14	1976	323.6	362.0	323.5	144.0	37.6	24.2	18.7	12.6	11.0	10.4	9.7	25.0	362.0
15	1977	99.0	333.0	494.5	300.0	51.6	17.0	11.4	7.8	4.7	9.0	94.8	64.2	494.5
16	1978	442.0	395.0	303.5	204.0	94.0	25.5	18.4	10.4	6.2	12.6	69.2	283.2	442.0
17	1979	346.5	277.0	288.5	194.0	108.0	46.2	20.0	12.4	3.8	10.3	18.7	186.0	346.5
18	1980	250.8	235.4	277.0	346.8	50.0	20.6	12.0	9.3	6.3	40.9	53.6	45.6	346.8
19	1981	301.8	418.0	426.0	286.0	75.0	26.0	6.5	5.2	4.2	10.0	20.5	112.5	426.0
20	1982	406.2	203.0	328.6	231.5	97.5	25.2	-1.0	6.3	12.0	30.9	188.6	145.8	406.2
21	1983	107.0	118.0	100.1	52.1	25.1	11.6	7.0	5.1	6.5	6.3	7.5	16.0	118.0
22	1984	422.4	464.2	392.0	268.0	92.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	278.0	464.2
23	1985	390.0	247.8	411.9	366.4	180.0	62.3	10.0	4.0	13.9	70.0	273.9	202.0	411.9
24	1986	480.0	440.0	480.0	275.0	100.0	37.0	28.0	15.0	12.5	17.9	15.5	25.0	480.0
25	1987	260.0	170.0	94.5	64.2	46.6	19.0	14.5	14.7	13.6	20.0	49.3	93.8	260.0
26	1988	140.0	292.5	390.0	392.0	77.6	49.0	24.4	21.4	18.2	15.5	12.6	13.3	392.0
27	1989	233.6	254.6	256.6	168.0	95.0	60.0	37.4	14.7	17.0	28.6	24.5	74.5	256.6
28	1990	135.4	91.0	98.4	89.0	18.4	21.8	14.1	16.0	46.9	23.3	110.8	66.6	135.4
29	1991	147.5	141.0	151.0	138.0	49.0	19.4	15.4	13.6	11.5	9.8	10.2	45.8	151.0
30	1992	285.5	247.5	218.5	58.8	15.1	11.5	8.8	8.0	8.9	7.9	28.2	170.6	285.5
31	1993	306.5	336.0	255.5	138.2	104.8	24.1	11.4	13.5	8.0	20.4	150.3	304.5	336.0
32	1994	299.5	418.0	318.5	302.5	146.4	31.6	19.2	13.3	10.1	9.3	26.2	109.3	418.0
33	1995	-1.0	-1.0	289.9	226.8	42.8	17.7	12.3	8.7	8.3	9.8	25.2	169.7	289.9
34	1996	392.0	406.9	370.1	232.8	88.6	29.6	16.9	14.2	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	406.9
35	1997	313.0	391.6	366.7	227.2	75.4	29.4	17.2	14.6	13.8	15.2	91.7	133.1	391.6
36	1998		297.3											297.3
37	1999			350.1										350.1
38	2000			418.0										418.0

FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA.

REGISTROS HISTORICOS
CAUDALES MAXIMOS DIARIOS - RIO ILAVE

ESTACIÓN: HLG-Pte Car. Ilave
CUENCA: Ilave

LATITUD: 16°05'17.7 ALTITUD: 3850 msnm
LONGITUD 69°37'33.3 DISTRITO: Ilave

PROVINCI El Collao
VERTIENT Lago Titicaca

Nº	AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MAXIMO ANUAL
1	1963	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
2	1964	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
3	1965	35.9	80.0	41.2	27.8	8.6	-1.0	-1.0	6.3	9.2	6.7	5.5	64.0	80.0
4	1966	26.2	81.4	58.0	13.0	25.4	7.1	7.5	6.7	5.2	7.5	27.8	38.0	81.4
5	1967	61.0	129.0	566.0	75.6	14.5	10.0	8.0	7.2	9.0	8.5	4.5	27.2	566.0
6	1968	94.6	317.2	285.2	80.2	28.4	20.2	9.6	8.0	8.0	25.2	89.2	69.8	317.2
7	1969	344.5	165.0	56.6	32.2	9.5	9.5	8.5	8.0	6.5	5.5	14.0	28.2	344.5
8	1970	118.4	309.6	317.2	78.6	18.8	10.0	8.0	7.5	5.5	6.5	4.0	86.6	317.2
9	1971	235.4	555.9	280.0	62.8	13.0	9.1	8.0	8.0	5.1	3.7	19.6	149.0	555.9
10	1972	355.0	331.2	334.8	178.2	22.0	10.9	9.0	7.0	7.5	16.6	13.6	89.8	355.0
11	1973	327.6	500.4	254.6	67.0	29.2	11.4	9.0	13.0	22.8	11.4	2.4	13.0	500.4
12	1974	920.0	905.0	430.0	116.8	24.9	14.7	11.3	40.4	19.6	7.8	12.9	18.3	920.0
13	1975	135.0	792.0	297.5	52.0	24.3	13.4	9.6	9.0	7.6	7.9	6.4	102.0	792.0
14	1976	616.0	345.0	320.0	97.6	20.8	13.2	12.4	13.2	19.4	8.0	4.3	23.1	616.0
15	1977	46.9	601.0	622.0	61.0	14.6	10.7	9.6	8.1	10.2	11.6	102.0	42.1	622.0
16	1978	446.0	347.5	120.1	70.6	19.6	10.9	10.4	9.8	7.4	7.8	53.6	111.6	446.0
17	1979	190.0	108.0	121.2	36.0	11.3	8.3	9.5	7.2	7.8	17.0	8.3	35.0	190.0
18	1980	33.0	90.5	197.5	102.0	10.4	7.8	8.9	7.8	10.7	15.0	13.9	7.8	197.5
19	1981	137.2	492.0	301.0	178.0	23.8	13.9	12.5	14.2	18.0	11.0	10.7	34.0	492.0
20	1982	309.0	102.0	196.0	128.4	23.8	10.4	10.4	7.8	14.2	37.0	15.7	15.0	309.0
21	1983	10.7	37.0	9.5	10.7	5.4	3.7	3.7	3.6	4.9	3.6	3.1	11.6	37.0
22	1984	333.0	809.5	526.0	330.0	23.6	12.2	9.0	6.8	4.5	13.0	59.6	73.7	809.5
23	1985	144.1	370.0	365.0	265.0	57.2	37.6	15.5	9.8	26.0	8.2	88.8	242.6	370.0
24	1986	590.9	756.0	871.5	221.0	67.0	30.0	23.0	19.2	16.7	13.0	15.8	67.8	871.5
25	1987	631.0	174.3	60.2	22.0	12.3	13.2	20.0	10.0	10.5	16.1	26.4	18.5	631.0
26	1988	217.6	165.0	224.6	347.5	41.3	20.0	16.2	13.8	21.0	17.0	7.5	44.0	347.5
27	1989	124.8	199.6	195.2	146.3	34.2	18.4	17.0	12.2	10.5	8.0	8.5	8.5	199.6
28	1990	43.0	27.0	37.8	18.4	11.3	25.7	10.5	14.2	9.6	33.0	72.0	66.2	72.0
29	1991	138.7	233.6	260.7	54.3	19.7	31.9	13.9	10.3	10.7	7.8	13.4	19.4	260.7
30	1992	78.6	43.0	27.5	7.3	5.8	4.8	4.8	6.3	5.5	6.5	10.0	13.7	78.6
31	1993	165.7	70.7	155.7	38.1	17.8	5.0	8.0	23.3	8.8	22.5	24.2	50.2	165.7
32	1994	159.7	383.1	60.3	59.3	31.7	11.6	8.8	8.0	7.5	6.9	8.6	39.7	383.1
33	1995													
34	1996													
35	1997		351.1											351.1
36	1998	42.5												42.5
37	1999													
38	2000	661.2												661.2

FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA.

ANEXO C

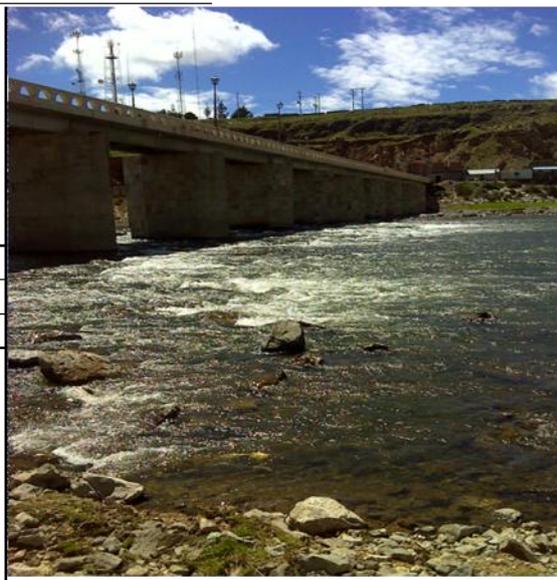
- 1. Determinación de las rugosidades del cauce principal y la planicie de inundación.**
- 2. Gráfica del caudal máximo para para los diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 años**
- 3. Perspectiva en 3d de las secciones producidas para un tiempo de retorno de 5 y 100 años**
- 4. Secciones transversales del rio llave para diferentes periodos de retorno.**

1. Determinación de las rugosidades del cauce principal y la Planicie de inundación.

DETERMINACION DE LA ROGUSIDAD EN EL CAUSE PRINCIPAL Y EN PLACIE DE ENUNDACIONES

TRAMO 0+000 - 0+300

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 0+300 - 0+600

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 0+600 - 0+900

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



DETERMINACION DE LA ROGUSIDAD EN EL CAUSE PRINCIPAL Y EN PLACIE DE ENUNDACIONES

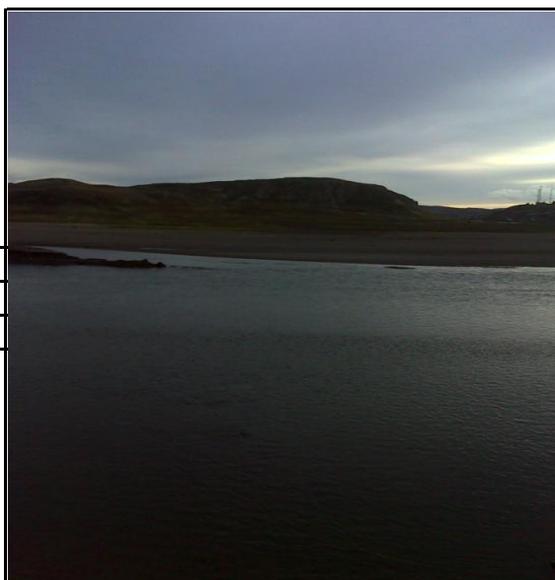
TRAMO 0+900 - 1+200

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



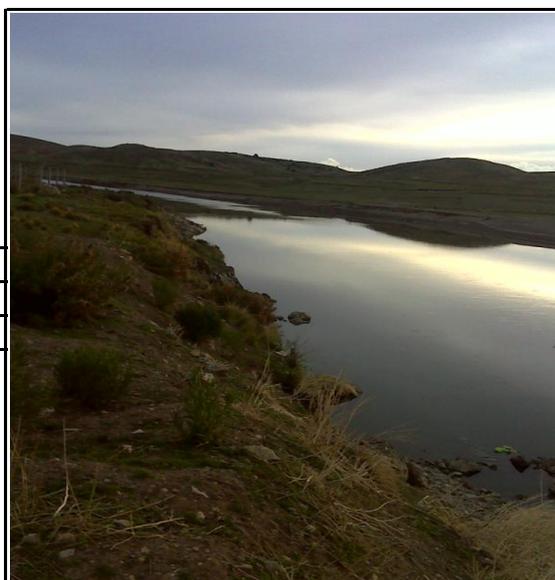
TRAMO 1+200 - 1+500

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 1+500 - 1+800

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



DETERMINACION DE LA ROGUSIDAD EN EL CAUSE PRINCIPAL Y EN PLACIE DE ENUNDACIONES

TRAMO 1+800 - 2+100

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 2+100 - 2+500

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 2+500 - 3+000

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



DETERMINACION DE LA ROGUSIDAD EN EL CAUSE PRINCIPAL Y EN PLACIE DE ENUNDACIONES

TRAMO 3+000 - 3+500

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 3+500 - 4+000

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04



TRAMO 4+000 - 4+500

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.04	0.029	0.035



**DETERMINACION DE LA ROGUSIDAD EN EL CAUSE PRINCIPAL Y EN
PLACIE DE ENUNDACIONES**

TRAMO 4+500 - 5+000

n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.035	0.03	0.04

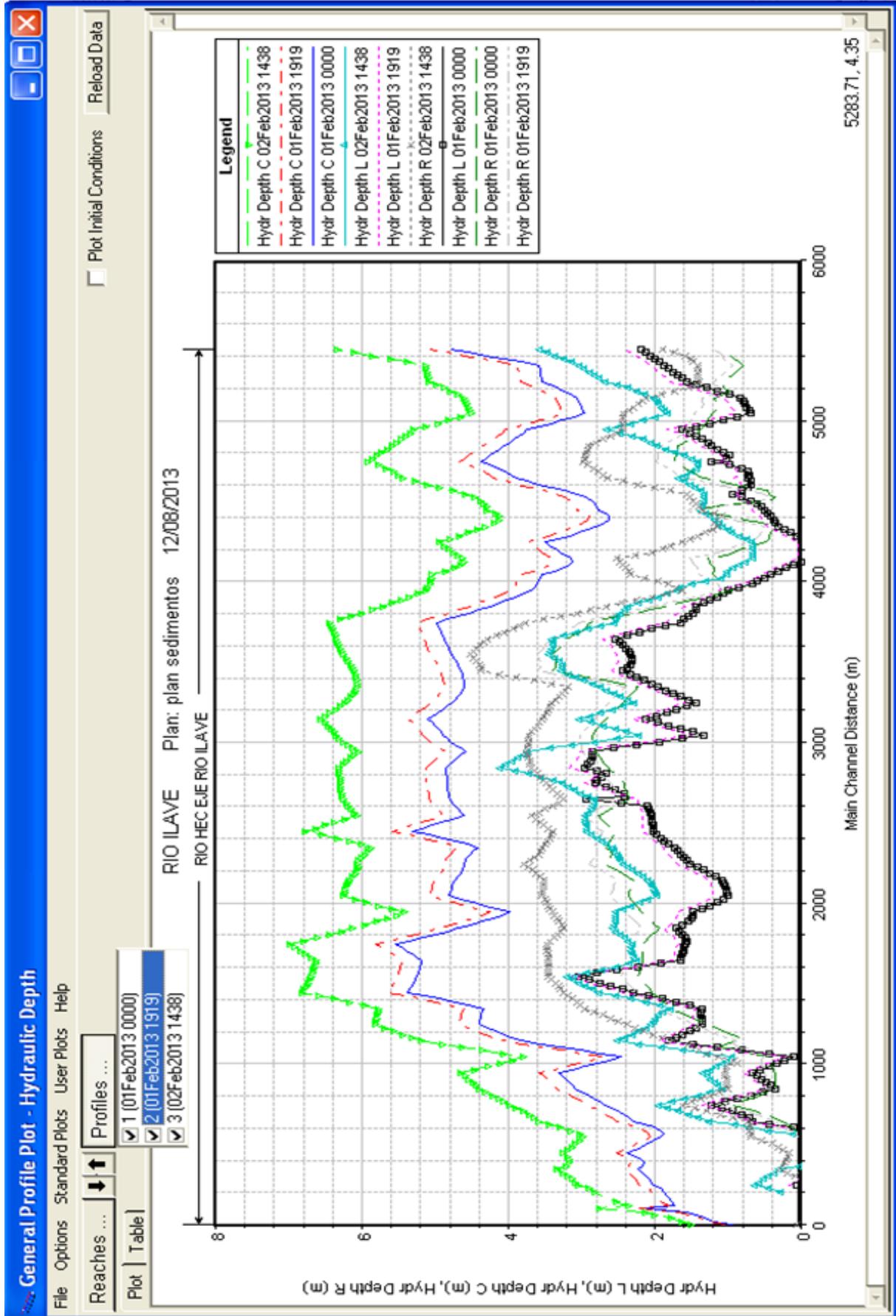


TRAMO 5+000 - 5+500

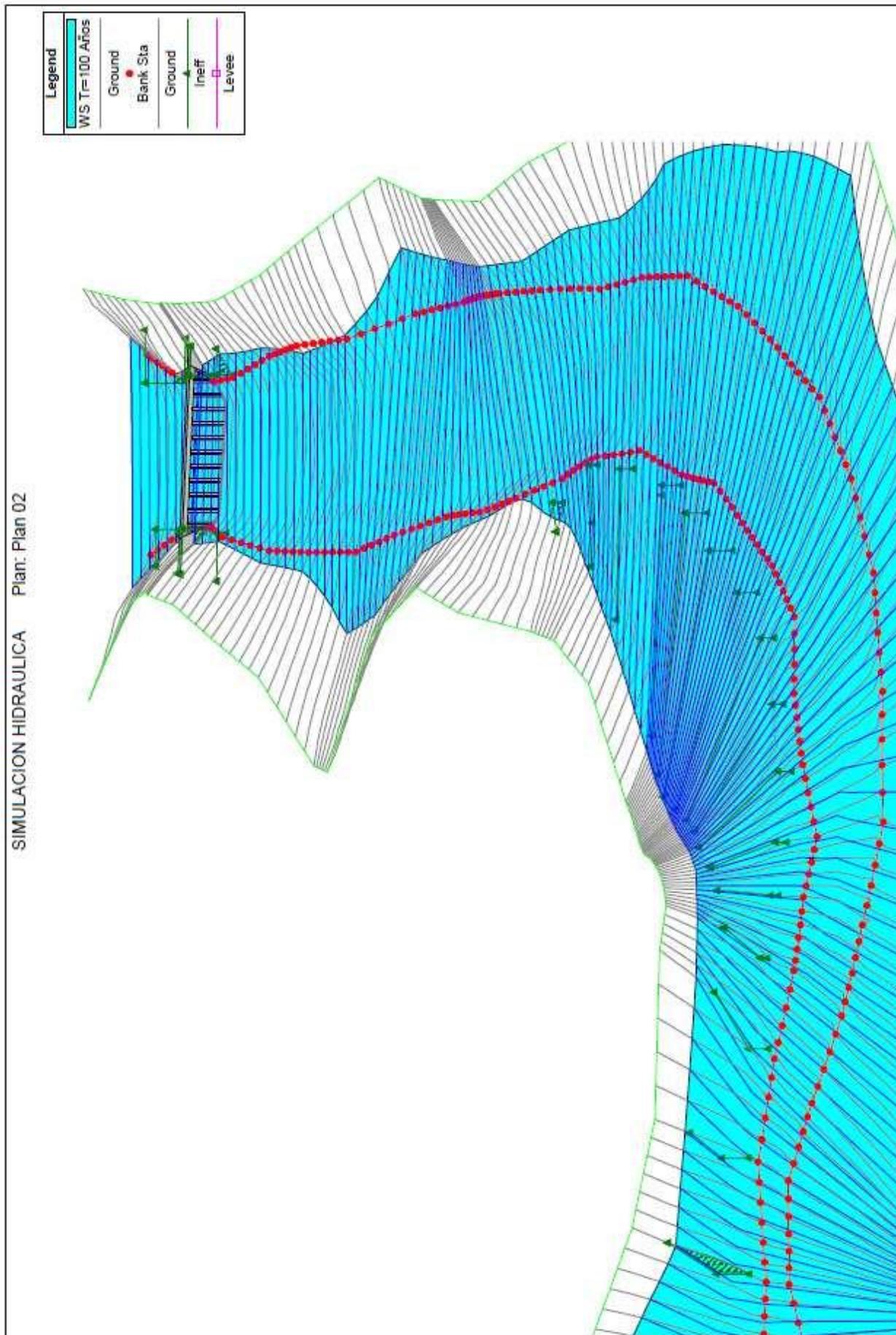
n rogusidad		
n de maning	n de Kutter	n de maning
0.3	0.29	0.3



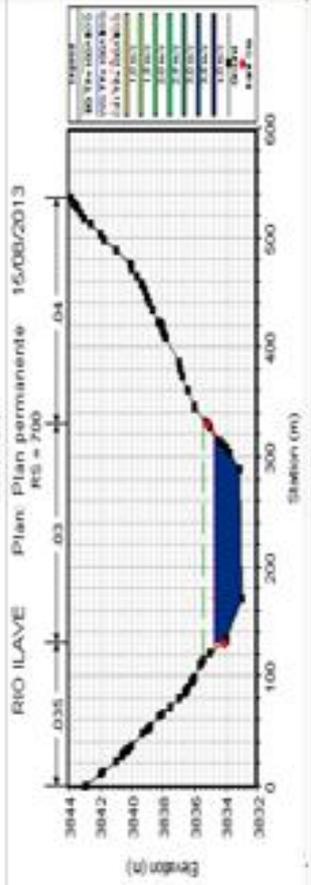
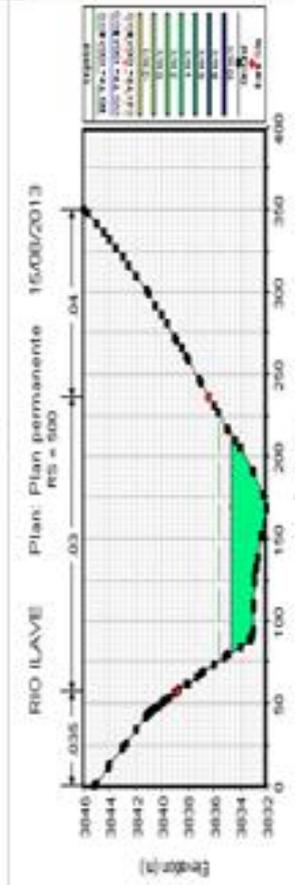
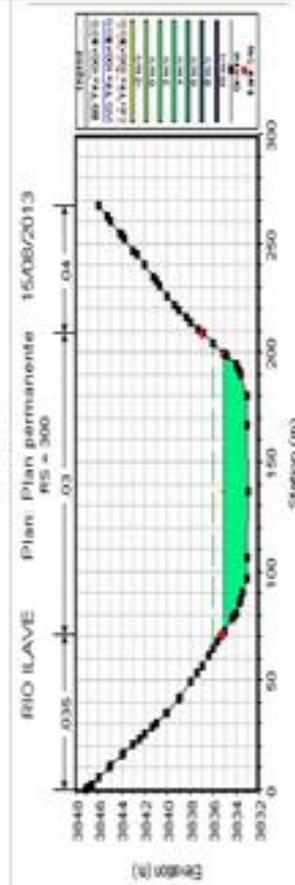
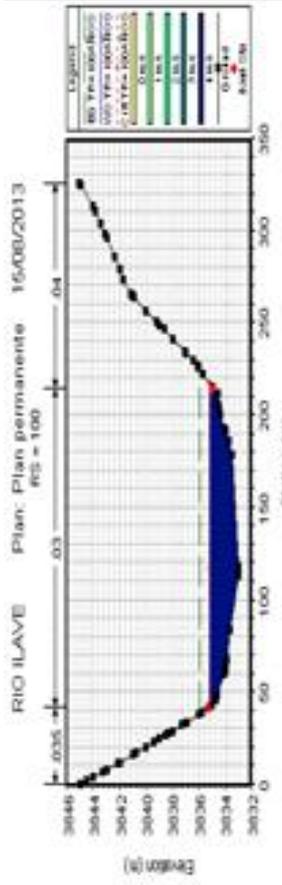
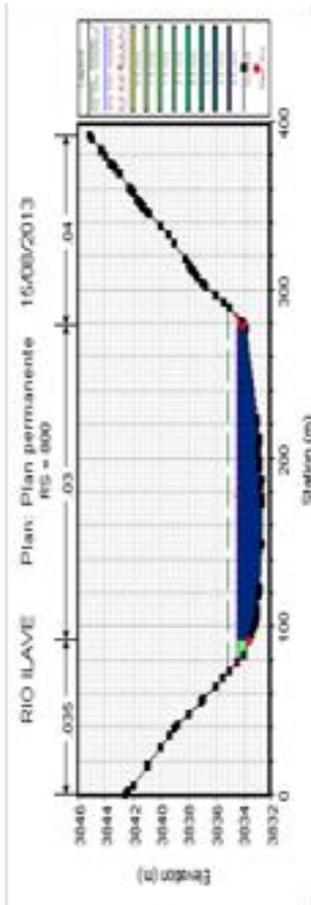
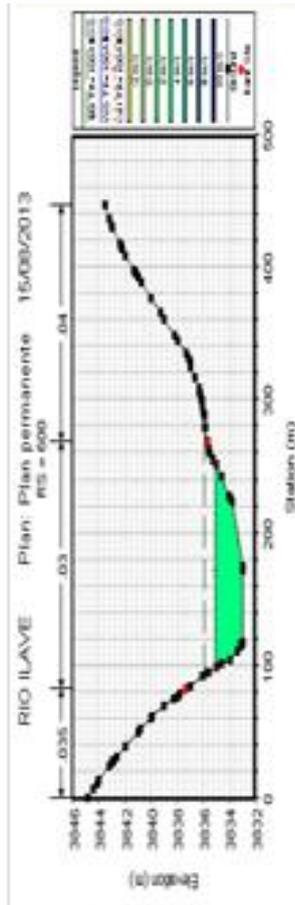
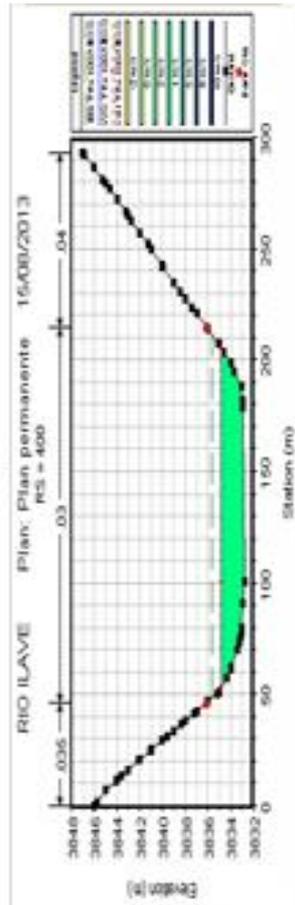
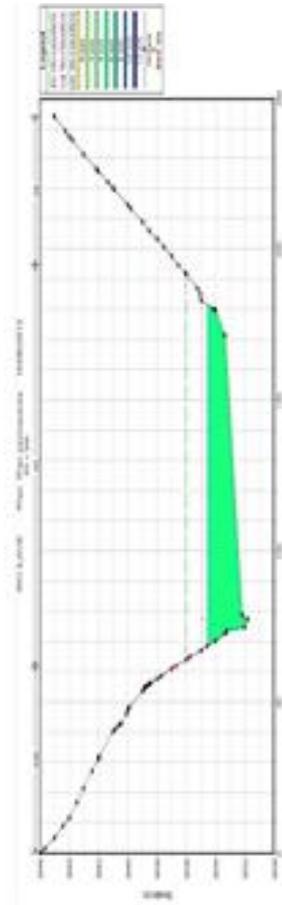
2. Gráfica del caudal máximo para para los diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 años

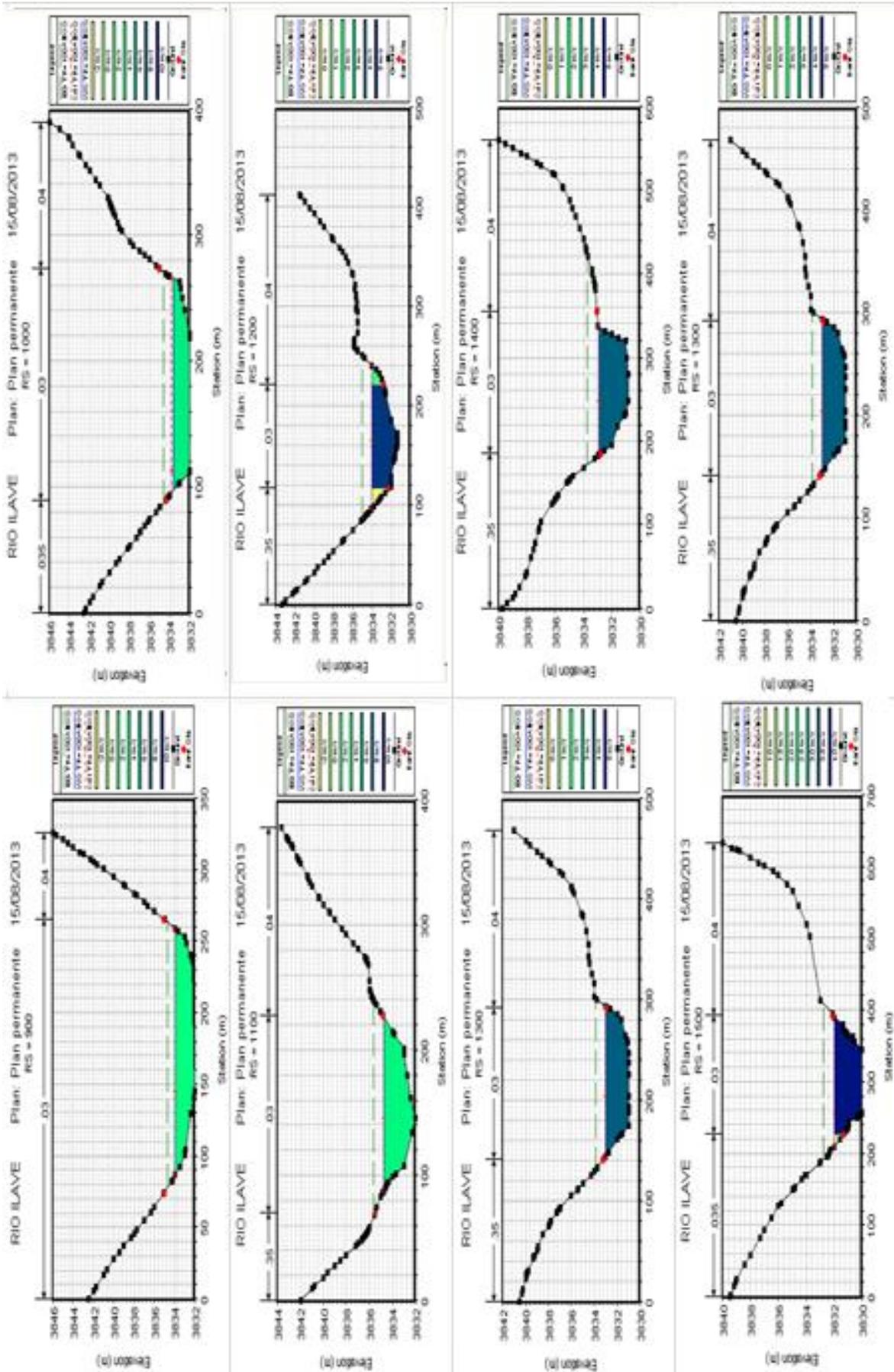


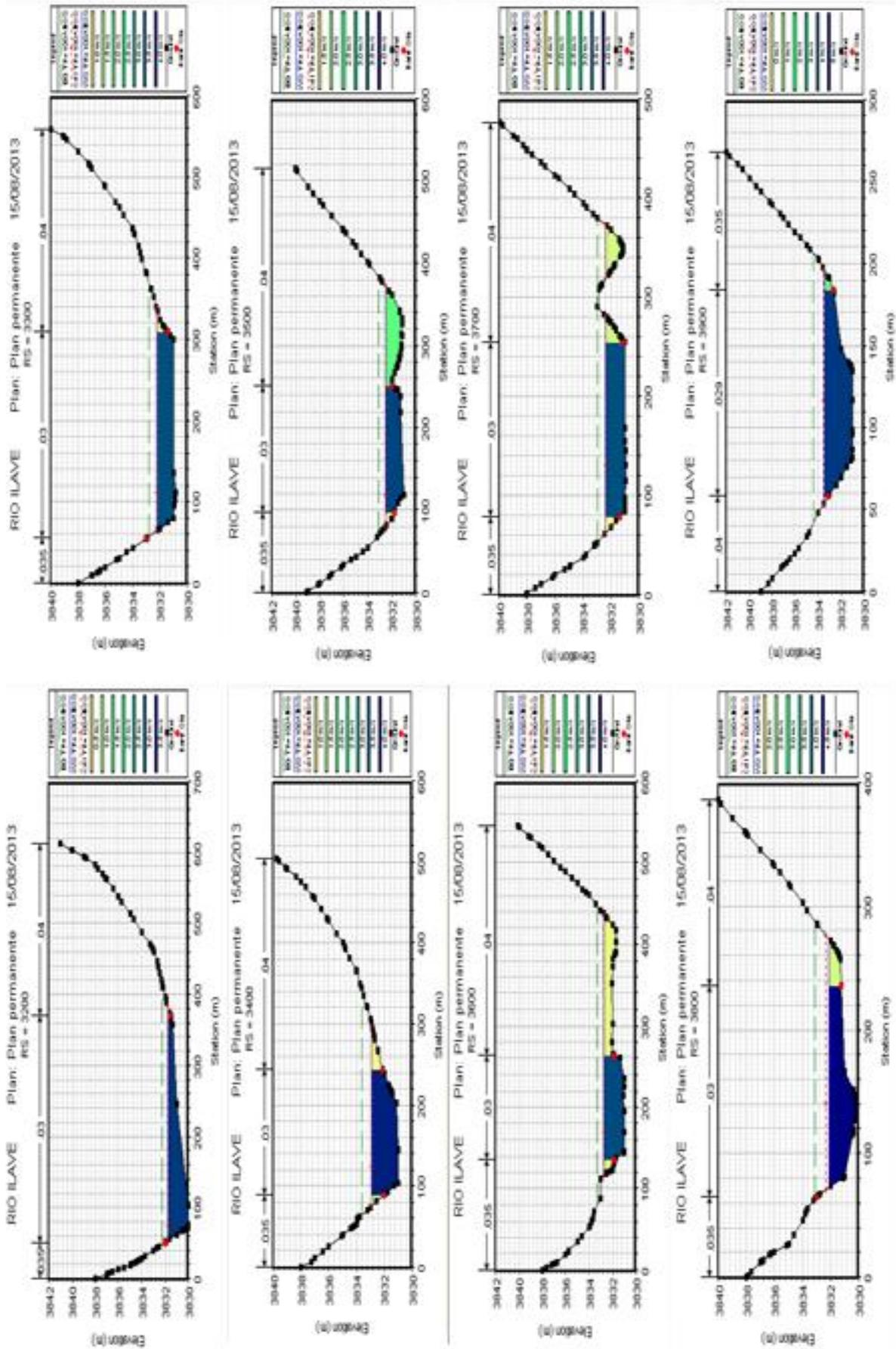
3. Perspectiva en 3d de las secciones producidas para un tiempo de retorno de 5 y 100 años.



4. Secciones transversales del rio llave para diferentes periodos de retorno.







ANEXO D

- 1. Mapa de representación esquemática de la profundidad de la deposición de los materiales socavados y sedimentados en periodo de 100 años de Retorno**
- 2. Levantamiento topográfico del río llave; tramo Puente Antiguo (reconstruido) hasta la comunidad de Alquipa Progresivas 00+000 al 5+500**

1. Mapa de representación esquemática de la profundidad de la deposición de los materiales socavados y sedimentados en periodo de 100 años de Retorno

2. Levantamiento topográfico del río llave; tramo Puente Antiguo (reconstruido) hasta la comunidad de Alquipa Progresivas 00+000 al 5+500

