

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**COMPARACIÓN DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y  
BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE  
RÍOS. APLICACIÓN AL RÍO MAJES – SECTOR QUERULPA  
TOMACA**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**PEDRO CHRISTOPHER RAU LAVADO**

**Lima - Perú**

**2007**

E-mail: [pchris.rl@gmail.com](mailto:pchris.rl@gmail.com)

© 2007, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados.

*A Dios, quien me renovó las fuerzas cada mañana.*

*A mi madre Guadalupe Raquel Lavado Pérez, por su esfuerzo  
inconmensurable en mi formación*

*A mi padre, por su apoyo constante*

*A mis tíos, primos y familiares por su afecto y motivación.*

*En memoria de mi abuela **Felicia Pérez**  
(1930 - 2007), ejemplo de perseverancia y  
dedicación en mi vida.*

*“El es la Roca, cuya obra es perfecta,  
porque todos sus caminos son rectitud;  
Dios de verdad”*

*Det .32, 4*

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Ing. Roberto Campaña Toro por su motivación constante en mi formación profesional y en el asesoramiento de la tesis.

A la Universidad Nacional de Ingeniería, alma mater de la ingeniería civil e hidráulica de nuestro país.

Al Instituto para la Mitigación de los Efectos del Fenómeno El Niño (IMEFEN - CISMID) como grupo de investigación y asimilación de conocimientos.

Al Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación (PERPEC – INRENA – Ministerio de Agricultura) por el soporte institucional en la realización de la presente investigación.

A las entidades encargadas del uso eficiente del recurso hídrico en la subcuenca Majes: Administración Técnica del Distrito de Riego Camaná – Majes (ATDR. CM) y la Junta de Usuarios del Valle de Majes (JUVM).

## RESUMEN

Dentro de un contexto global, la problemática de las inundaciones en la costa peruana, amerita del conocimiento científico en materia de simulación hidráulica de ríos para lograr el desarrollo de sistemas de control de inundaciones eficientes en el tiempo y espacio. El estado del conocimiento en materia de simulación numérica de ríos, se inició con el interés del hombre en describir el comportamiento del flujo en canales abiertos e interpretar el escurrimiento superficial como parte del ciclo hidrológico. Así, la modelación matemática del flujo en cauces naturales va evolucionando conjuntamente con el desarrollo del cálculo numérico en general y la capacidad de los ordenadores

Es motivo de la presente investigación, realizar una comparación de resultados, para hallar las ventajas y limitaciones de dos modelos comerciales, como es el HEC RAS (USACE) y FESWMS (David C. Froelich, 1989), en un intento de aplicar un modelo unidimensional con su variante cuasi bidimensional y un modelo bidimensional respectivamente a las características fisiográficas del Perú, en un tramo de cuenca media de pendiente moderada muy característico de la costa sur como es el río Majes, ubicado en el departamento de Arequipa, específicamente en el ámbito de los sectores Querulpa – Tomaca, donde se hallan proyectos ejecutados de defensa ribereña consistentes en espigones enrocados, y áreas de alto riesgo asociados a un evento de avenida ordinaria

La información relacionada a comparaciones de modelos unidimensionales y bidimensionales es escasa a nivel de lengua hispana y en general existe un vacío, cuando se pretende realizar comparaciones y/o ajustes, a fin de superar limitaciones que generan los esquemas numéricos empleados en los modelos.

Así se pretende contribuir en la concepción, planificación y diseño de estos proyectos de control de inundaciones, especialmente en el valle de Majes donde su respectivo río representa el sistema hidrográfico más largo de la costa peruana Colca – Majes - Camaná (450 km) y es una de las más importantes cuencas hidrográficas de la Vertiente del Pacífico debido a su potencial hídrico. A esto se añade la escasa planificación predial de las 7600 hectáreas irrigadas, el relativo costo elevado de la tierra y poblaciones vulnerables a la inundación.

## Lista de cuadros

Cuadro 2.1. Ubicación del sector en coordenadas UTM PSAD 56 Zona 18 Sur.

Cuadro 2.2. Áreas irrigadas Majes-Camaná.

Cuadro 2.3. Áreas y usuarios beneficiados con la obra.

Cuadro 3.1. Resultados de los métodos para diferentes años de retorno.

Cuadro 3.2. Caudales empleados para la modelación.

Cuadro 3.3. Datos puntuales de campo.

Cuadro 3.4. Valores observados y simulados.

Cuadro 3.5. Valores que permiten la convergencia con la herramienta Steering Module – FESWMS Spindown.

Cuadro 3.6. Valores observados y simulados en el modelo FESWMS.

Cuadro 3.7. Resultados de simulaciones vs variables asignadas.

Cuadro 3.8. Resultados del caudal que atraviesa las líneas de flujo definidas anteriormente.

Cuadro 4.1. Áreas inundadas en el sector Querulpa – Tomaca.

Cuadro 4.2. Sector Tomaca – Tirantes máximos.

Cuadro 4.3. Tirantes máximos en el Sector Querulpa.

Cuadro 4.4. Comparación de modelos HEC –RAS y FESWMS, respecto al tirante y superficie de agua.

Cuadro 4.5. Velocidades en la punta de los espigones.

Cuadro 4.6. Velocidades en la punta de los espigones.

Cuadro 4.7. Velocidades en la punta de los espigones Querulpa.

Cuadro 4.8. Comparación de modelos HEC –RAS y FESWMS, respecto a la magnitud de la velocidad.

Cuadro 4.9. Errores porcentuales entre valores reales y simulados.

## Lista de figuras

### Capítulo 1.

Fig.1.1. Tipos de flujo.

Fig. 1.2. Flujo no permanente.

Fig.1.3. Sección transversal.<sup>35</sup>

Fig. 1.4. Volumen de control - Sección longitudinal.<sup>35</sup>

Fig.1.4, 1.5, 1.6. Diferentes vistas del volumen de control analizado.<sup>35</sup>

Fig. 1.5. Sección transversal.<sup>35</sup>

Fig. 1.6. Fuerzas de presión Vista en planta.<sup>35</sup>

Fig.1.7. Velocidad promedio en X.

Fig.1.8. Subdivisiones del canal central y llanura de inundación en el método DCM.<sup>36</sup>

Fig. 1.9. a) b) c) Algunas vistas de las ventanas del HEC – RAS.

Fig. 1.10 Variables que intervienen en la ecuación de la energía.

Fig. 1.11 División por defecto de las secciones en HEC-RAS.<sup>10</sup>

Fig. 1.12. Interpolación de la pendiente motriz en cada sección.<sup>10</sup>

Fig. 1.13. Distribución de la sección para obtener el factor de transporte  $K_T$ .<sup>10</sup>

Fig. 1.14 Valor ponderado de la energía cinética.<sup>10</sup>

Fig. 1.15 Nomenclatura típica de las secciones usadas para el cálculo de la superficie libre.<sup>10</sup>

Fig. 1.16 Procedimiento de cálculo seguido por HEC-RAS para la resolución del balance de energía entre dos secciones.<sup>10</sup>

Fig. 1.17. FESWMS ejecutado desde el MS – DOS.

Fig. 1.18: a) Ventana principal del SMS 9.0 b) Una de las ventanas para el modelo FESWMS.

Figura 1.19. Funciones de interpolación en coordenada natural para elemento triangular (A).<sup>11</sup>

Figura 1.20. Funciones de interpolación en coordenada natural para elemento cuadrangular "Lagrangiano" (C).<sup>11</sup>

Figura 1.21. Funciones de interpolación en coordenada natural para elemento cuadrangular.<sup>11</sup>

Fig. 1.22: Tipos de borde en la región a modelar.

Fig. 1.23: a) b) c) Estrategia para el incremento de valores – Steering Module.

Fig 1.24. Canal de ancho uniforme.<sup>11</sup>

Fig 1.25. Variación de tirantes en función del coeficiente de Manning en un canal de ancho uniforme.<sup>11</sup>

Fig 1.26. Canal con estrechamiento en el centro.<sup>11</sup>

Fig 1.27. Variación de tirantes en función del coeficiente de Manning en un canal con estrechamiento en el centro.<sup>11</sup>

Fig 1.28. Canal de ancho uniforme.<sup>11</sup>

Fig 1.29. Variación de tirantes en función de la viscosidad aparente en un canal de ancho uniforme.<sup>11</sup>

Fig 1.30. Canal con estrechamiento en el centro.<sup>11</sup>

Fig 1.31. Variación de tirantes en función de la viscosidad aparente en un canal con estrechamiento en el centro.<sup>11</sup>

## Capítulo 2

Fig. 2.1. Vista satelital de la cuenca Colca Majes Camaná, año 2000.

Fig. 2.2. Vista satelital: Sector Querulpa – Tomaca, año 2003.

Fig.2.3. Inundación en cultivos de arroz - falta de continuación en el dique enrocado (Sector Sogiata) - fotografía en dirección aguas abajo margen derecha.

Fig.2.4. Encauzamientos construidos el año 2004, áreas inundadas, inundaciones pasadas (Sector Huancarqui-Monte los Puros). Fotografía aguas arriba, margen izquierda.

Fig. 2.5. Rastros de Inundaciones pasadas, 13 espigones sector Querulpa y 3 espigones sector Tomaca – Vista panorámica, margen izquierda aguas abajo.

Fig. 2.6. Vista 3D satelital-margen izquierda.

Fig. 2.7. Vista panorámica, margen derecha aguas arriba.

Fig. 2.8. Vista 3D satelital-margen derecha.

Fig. 2.9. Criterio de Lane.<sup>24</sup>

Fig. 2.10. Características morfológicas de un sistema fluvial trenzado, mostrando el desarrollo de los diferentes tipos de barras.

Fig. 2.11. Foto aérea Febrero 1997 (luego de una inundación sin data confiable), aún no se ejecutaban los proyectos de encauzamiento (espigones) y no se interrumpía el brazo izquierdo mediante la legalización de terrenos. Se aprecia un ancho de 900 m de cauce antes del islote denominado El Rescate.

Fig. 2.12. Cierre gradual de un brazo en un río entrelazado<sup>20</sup>

Fig. 2.13. Encauzamientos en un río entrelazado, protección en ambas márgenes.<sup>20</sup>

Fig. 2.12 Espigones de Querulpa (13), disposición de rocas son orden establecido.

Fig. 2.13. Espigones de Querulpa (13), arenamiento respectivo.

Fig. 2.14. Espigones de Querulpa (13), erosión local.

Fig. 2.15. Cara seca del Dique de Tomaca, espigones (3) en la parte posterior.

Fig. 2.16. Sector Tomaca, áreas inundadas.

### Capítulo 3

Fig. 3.1. Comparación de máximos vs Periodos de retorno.

Fig. 3.2. TIN (superior) y DEM (inferior), incluyendo el catastro agrícola y rural, generado con la información topográfica.

Fig. 3.3. Traslape de fotografías aéreas del Sector Querulpa – Tomaca.

Fig. 3.4. Traslape de vistas satelitales del Sector Querulpa – Tomaca.

Fig. 3.5. Imagen satelital IKONOS.

Fig 3.6. Punto de medición cerca de los espigones de enrocado y equipo empleado.

Fig. 3.7. Esquema para el modelo HEC – RAS.

Fig. 3.8. Datos geométricos.

Fig. 3.9. Espigón como sección inefectiva (imagen distorsionada por la escala).

Fig 3.10. Estación de control 3 + 951.59.

Fig 3.11. Estación de control 4 + 154.30.

Fig. 3.12. Perfil longitudinal - Elevación de agua.

Fig. 3.13. Velocidades en el canal central.

Fig. 3.14. Número de Froude en el canal central.

Fig. 3.15. Vista 3D del tramo simulado.

Fig. 3.16. Perfil longitudinal - Elevación de agua (Tr = 5 años).

. 3.17. Velocidades en el canal central. (Tr = 5 años).

Fig. 3.18. Número de Froude en el canal central (Tr = 5 años).

Fig. 3.19. Vista 3D del tramo simulado. (Tr = 5 años).

Fig. 3.20. Perfil longitudinal - Elevación de agua (Tr = 50 años).

Fig. 3.21. Velocidades en el canal central. (Tr = 50 años).

Fig. 3.22. Número de Froude en el canal central (Tr = 50 años).

Fig. 3.23. Vista 3D del tramo simulado. (Tr = 50 años).

Fig 3.24. Sección 2 +243.60.

Fig 3.25. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Tirantes en el tramo para un caudal de  $929.06 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 5 años de periodo de retorno.

Fig 3.26. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Velocidades en el tramo, para un caudal de  $929.06 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 5 años de periodo de retorno.

Fig 3.27. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Tirantes en el tramo para un caudal de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 50 años de periodo de retorno.

Fig 3.28. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Velocidades en el tramo, para un caudal de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 50 años de periodo de retorno.

Fig. 3.29. Esquema para el modelo FESWMS.

Fig. 3.30. Malla de elementos finitos (1850 elementos).

Fig. 3.31. Imagen aérea en segundo plano – Elevación del terreno.

Fig. 3.32. Malla de elementos finitos (3288 elementos).

Fig. 3.33. Inserción de espigones según plano.

Fig. 3.34. Imagen satelital en segundo plano – Elevación del terreno.

Fig. 3.35. Malla - vista 3D del sector Querulpa - 13 espigones, dirección aguas arriba.

Fig. 3.36. Distribución de las rugosidades en la malla.

Fig. 3.37. Convergencia haciendo uso de la herramienta Steering Module – FESWMS Spindown.

Fig. 3.38. Tirantes y velocidades para un evento de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Fig. 3.39. Distribución de las velocidades antes del ingreso a los dos brazos del islote (año 1997).

Fig. 3.40. Tirantes – Modelo bidimensional.

Fig. 3.41. Magnitud de velocidad – Modelo bidimensional.

Fig. 3.42. Comportamiento del Flujo – Modelo bidimensional.

## Capítulo 4

Fig. 4.1. Limitaciones en cuanto a una pendiente que varía de moderada a fuerte<sup>32</sup>.

Fig. 4.2. Caudales de ingreso en cada brazo del islote para un caudal de  $929 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a 5 años de periodo de retorno.

Fig. 4.3. Detalle del sector encauzado.

Fig. 4.4. Tirantes de agua según la modelación cuasibidimensional.

Fig. 4.5. Tirantes según el modelo bidimensional FESWMS.

Fig. 4.6. Velocidades según el modelo cuasibidimensional.

Fig. 4.7. Velocidades, apréciase la formación de remolinos ante obstáculos.

Fig. 4.8. Comportamiento del flujo.

Fig. 4.9. Formación de remolinos – vectores en los islotes en el río Majes.

Fig. 4.10. Comparación entre los vectores flujo en una modelación cuasibidimensional HEC RAS y bidimensional FESWMS ante un obstáculo<sup>8</sup>.

- *Algunas figuras fueron extraídos de libros y papers. los cuales se precisan con el número correspondiente a la bibliografía (superíndice).*
- *Las vistas satelitales en su mayoría corresponden a la fuente Google Earth.*
- *Las fotografías aéreas y satelitales son propiedad del Ministerio de Agricultura – Instituto Nacional de Recursos Naturales, empleados en la subcuenca Majes, para la elaboración de programas estatales.*
- *Todas las fotografías del sector fueron capturadas en campo, siendo de propiedad privada.*

# ÍNDICE

## RESUMEN

## INTRODUCCIÓN

JUSTIFICACIÓN .....	15
OBJETIVOS .....	16
DESCRIPCIÓN .....	17

## CAPÍTULO 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA .....20

1.1. ANTECEDENTES .....	20
1.2. FUNDAMENTO TEÓRICO: MODELACIÓN DEL FLUJO EN CAUCES NATURALES .....	21
1.2.1. MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL .....	21
1.2.1.1. ECUACIONES DE SAINT VENANT UNIDIMENSIONALES .....	23
1.2.1.2. FORMA INTEGRAL DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT UNIDIMENSIONALES .....	25
1.2.1.3. ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES .....	30
1.2.2. MODELACIÓN BIDIMENSIONAL .....	34
1.2.2.1. ECUACIONES DE SAINT VENANT BIDIMENSIONALES .....	34
1.2.2.2. SIMPLIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT BIDIMENSIONALES .....	37
1.2.2.3. ESQUEMAS BIDIMENSIONALES .....	38
1.2.3. ALGUNOS CRITERIOS EN LA APLICACIÓN .....	42
1.2.3.1. CAÑAL PRINCIPAL Y LLANURA DE INUNDACIÓN .....	42
1.2.3.2. EL MODELO A EMPLEAR .....	46
1.2.4. MODELOS COMERCIALES DISPONIBLES .....	47
1.2.4.1. HEC – RAS .....	49
HIDRÁULICA DEL HEC-RAS PARA FLUJO PERMANENTE .....	51
1.2.4.2. FESWMS .....	60
INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	61
RÉGIMEN PERMANENTE Y ESTABILIDAD .....	68

## CAPÍTULO 2: ÁREA DE ESTUDIO.....75

2.1 DESCRIPCIÓN .....	75
2.1.1. UBICACIÓN HIDROGRÁFICA, GEOGRÁFICA, POLÍTICA, ADMINISTRATIVA DEL CONTEXTO Y EXTENSIÓN .....	75
2.1.2. CLIMA .....	78

2.1.3. GEOMORFOLOGÍA DEL RÍO MAJES .....	78
2.1.4. GEOLOGÍA .....	78
2.2 PROBLEMÁTICA .....	82
2.2.1. INUNDACIONES, EROSIÓN, SEDIMENTACIÓN Y FLUJO DE ESCOMBROS EN EL VALLE DE MAJES .....	81
2.2.2. ENCAUZAMIENTOS EN EL SECTOR QUERULPA – TOMACA .....	83
2.2.2.1. PROTECCIÓN CON ESPIGONES .....	83
MORFOLOGÍA FLUVIAL .....	88
CIERRE DE UN BRAZO EN UN RÍO ENTRELAZADO .....	91
2.2.2.2. ALGUNOS PRINCIPIOS SOBRE ENCAUZAMIENTOS .....	92
<b>CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA Y APLICACIONES .....</b>	<b>97</b>
3.1 OBTENCIÓN DE DATOS Y PROCESAMIENTO .....	97
3.1.1. HIDROLOGÍA .....	97
3.1.2. TOPOGRAFÍA .....	100
3.1.3. DATOS DE REFERENCIA .....	103
3.1.4. DATOS DE CALIBRACIÓN .....	107
3.2 APLICACIÓN AL SECTOR QUERULPA – TOMACA .....	109
3.2.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC – RAS .....	109
3.2.1.1. PROYECTO Y GENERACIÓN DE COBERTURAS .....	110
3.2.1.2. IMPORTACIÓN DE LA GEOMETRÍA LA HEC RAS Y MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL DE EVENTOS.....	110
3.2.1.3. INGRESO DE DATOS DE FLUJO Y CONDICIONES DE BORDE .....	112
3.2.1.4. VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS EN EL HEC RAS .....	113
CALIBRACIÓN $Q = 30M^3/S$ .....	113
EVENTO DE AVENIDA ORDINARIA $Q = 929.06 M^3/S$ .....	116
EVENTO DE AVENIDA MÁXIMA $Q = 1690.68 M^3/S$ .....	118
3.2.1.5. VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS EN ENTORNO SIG .....	121
HEC GEORAS. MODELACIÓN CUASIDIMENSIONAL .....	121
3.2.2. MODELO BIDIMENSIONAL FESWMS .....	126
3.2.2.1. DISEÑO DE LA MALLA .....	127
3.2.2.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO .....	131
3.2.2.3. RESULTADOS .....	136
PRIMER ESCENARIO-CONDICIONES ORIGINALES DEL SECTOR (AÑO 1997) .....	136
SEGUNDO ESCENARIO – ANÁLISIS DE ESPIGONES.....	138

<b>CAPÍTULO 4: INTERPRETACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS...</b>	<b>141</b>
4.1. APLICACIÓN DE LOS MODELOS HEC RAS Y FESWMS-2DH EN RÍOS DE PENDIENTE MODERADA CASO RÍO MAJES DEFINICIÓN DE LLANURAS INUNDABLES .....	141
4.2. CONDICIONES INICIALES – BIFURCACIÓN DEL RÍO MAJES .....	143
4.3. OBRAS DE ENCAUZAMIENTO .....	145
4.3.1. CON RESPECTO A LOS TIRANTES Y ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE DE AGUA .....	146
4.3.1.1. HEC RAS MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL .....	145
4.3.1.2. HEC RAS MODELACIÓN CUASIBIDIMENSIONAL .....	146
4.3.1.3. FESWMS MODELACIÓN BIDIMENSIONAL .....	148
4.3.1.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	149
4.3.2. CON RESPECTO A LA VELOCIDAD .....	150
4.3.2.1. HEC RAS MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL .....	150
4.3.2.2. HEC RAS MODELACIÓN CUASIBIDIMENSIONAL .....	150
4.3.2.3. FESWMS MODELACIÓN BIDIMENSIONAL .....	152
4.3.2.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	154
4.3.3. CON RESPECTO AL COMPORTAMIENTO DEL FLUJO .....	155
4.3.3.1. HEC RAS .....	155
4.3.3.2. FESWMS .....	155
4.3.4. CON RESPECTO A LOS RESULTADOS DE AMBOS MODELOS Y MEDICIONES REALES .....	158
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>159</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>165</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>167</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>174</b>
1. RESULTADOS DEL MODELO HEC RAS .....	175
2. RESULTADOS DEL MODELO FESWMS – 2DH .....	205
3. DATOS HIDROLÓGICOS .....	217
4. FOTOGRAFÍAS .....	224
5. AFOROS Y MEDICIONES .....	229
6. PLANOS .....	237

# INTRODUCCIÓN

## JUSTIFICACIÓN

Dentro de un contexto global, la problemática de las inundaciones en la costa peruana, amerita del conocimiento científico en materia de simulación hidráulica de ríos para así lograr el desarrollo de sistemas de control de inundaciones eficientes en el tiempo y espacio. El empleo de modelos numéricos en la simulación hidráulica de cauces naturales representa una herramienta muy útil en el diseño y estudio de estructuras de encauzamiento o defensa ribereña, especialmente si se utiliza en las condiciones bajo las cuales fue diseñado el modelo.

Es motivo de la presente investigación, realizar una comparación de resultados, para hallar las ventajas y limitaciones de dos modelos comerciales ampliamente usados en otros países, como es el HEC RAS y FESWMS, en un intento de aplicar un modelo unidimensional y bidimensional a las características fisiográficas del Perú, en un tramo de cuenca media muy característica de la costa sur como es el río Majes.

La información relacionada a comparaciones de modelos unidimensionales y bidimensionales es muy escasa a nivel de lengua hispana y en general hay un aparente vacío en el conocimiento, cuando se pretende realizar comparaciones y/o ajustes, a fin de superar limitaciones que generan los esquemas numéricos empleados en los modelos.

## OBJETIVOS

### OBJETIVO GENERAL

Comparar y analizar los resultados de la aplicación de un modelo unidimensional y bidimensional en la simulación hidráulica de ríos.

### OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Resaltar la utilidad de la modelación como herramienta en el diseño hidráulico.

Identificar la problemática y la situación actual del Sector Querulpa Tomaca, indicando la importancia de los proyectos de defensa ribereña en el Valle de Majes.

Aplicar un modelo matemático unidimensional y bidimensional en el sector de análisis.

Cuantificar las diferencias en los resultados al aplicar modelos unidimensionales y bidimensionales y sus implicancias en el diseño hidráulico.

## DESCRIPCIÓN

La amenaza ante inundaciones a lo largo de la costa peruana es un punto crítico para el desarrollo de nuestro país, debido a que este fenómeno geodinámico representa uno de los impactos socio-económicos más costosos de la región.

Una de las estrategias principales para la mitigación de inundaciones consiste en el desarrollo de sistemas de ingeniería para las estructuras en las llanuras inundables capaces de tolerar la fuerza de la inundación. Estas estructuras de defensa ribereña requieren de un diseño hidráulico que puede ser resuelto con la aplicación de la hidráulica fluvial tradicional, o mediante el empleo de modelos físicos o numéricos como herramientas para el análisis.

Un modelo es una descripción física o matemática de un sistema real incluyendo la interacción con el ambiente exterior y puede ser empleado para simular el efecto de los cambios en el propio sistema o el efecto de los cambios por las condiciones asignadas sobre éste. Actualmente, el incremento en la disponibilidad de computadoras a nivel usuario y el desarrollo de la informática a través de interfaces gráficas, base de datos y redes, pone al servicio de la ingeniería el desarrollo de Modelos Numéricos en sus más diversas formas aplicados a la simulación hidráulica de ríos. La dimensionalidad de estos modelos, según el método de cálculo que emplea, puede ser: unidimensional, bidimensional y tridimensional.

El área de estudio, para la aplicación de estos modelos, se localiza en el río Majes, ubicado en el departamento de Arequipa, provincia de Castilla y específicamente en el ámbito de los sectores Querulpa y Tomaca, donde se hallan proyectos ejecutados de defensa ribereña, los cuales consisten de diques y espigones enrocados en un tramo aproximado de un kilómetro.

Este río es el eje principal de la cuenca hidrográfica más grande de la costa peruana, recibiendo el nombre de Colca–Majes–Camaná y está considerado como uno de los más caudalosos de la vertiente del Océano Pacífico. En su recorrido por la cuenca media, se puede observar y recopilar información en el tiempo, acerca de los desastres ocasionados que afectan a las poblaciones de alrededor, al sector agrícola, ganadero, infraestructura vial, y al sector turismo,

debido a la escasa planificación de las aproximadamente 7600 hectáreas irrigadas que se hallan en la subcuenca Majes.

Este río posee ciertas características típicas de los ríos de la costa sur y en general al mayor porcentaje de ríos de la vertiente del Pacífico, presentando una pendiente de moderada a fuerte (de 1.0 % a mas). El tramo en análisis presenta estas características (pendiente moderada), además de otras muy peculiares atribuidos a ríos entrelazados mayores que pueden ser representados por una modelación unidimensional y bidimensional con todas las ventajas y limitaciones a partir de la comparación de resultados.

Estos modelos son el unidimensional HEC –RAS desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU a través de su Centro de Ingeniería Hidrológica y al modelo bidimensional FESWMS desarrollado por la Administración Federal de Carreteras de los EEUU, los cuales se combinan con los Sistemas de Información Geográfica (SIG) para la obtención de valores de diseño de las estructuras de protección como son los tirantes de agua, la elevación de la superficie del río, magnitud y dirección de las velocidades y comportamiento del flujo.

La tesis se estructura en cuatro capítulos centrales

En el Capítulo 1: Se hace una recopilación de la teoría hidrodinámica aplicada a la simulación hidráulica en cauces naturales, partiendo de las ecuaciones generales del movimiento de flujo transitorio, el desarrollo de esquemas matemáticos y su evolución histórica, hasta abordar los casos particulares como es el flujo permanente. El apartado central de este capítulo representa la descripción de algunos criterios en la aplicación, los conceptos de canal principal, llanura de inundación que determinan un tipo de modelación denominada cuasibidimensional y el modelo a emplear. Finalmente se hace un repaso de los dos modelos comerciales a emplear.

En el Capítulo 2: Se describe el área de estudio y las características del ambiente físico a modelar, el panorama general de la problemática relacionada a inundaciones en el valle de Majes y particularmente en el sector de análisis Querulpa – Tomaca. Se aborda los problemas de encauzamiento en ríos entrelazados, cierre de un brazo y protección con espigones en tramo recto.

En el Capítulo 3: Se pretende verificar, mediante metodologías de aplicación, los dos modelos propuestos (unidimensional y bidimensional) y un híbrido denominado cuasibidimensional. El procesamiento de información se hace a base de un sistema de información geográfica, como el empleo de información hidrológica histórica e imágenes aéreas y satelitales para proceder a la calibración de los modelos. Se obtiene una serie de resultados de ambos modelos relacionados con las variables de velocidad y tirante del flujo.

En el Capítulo 4: Se interpreta y compara dichos resultados en base a ciertas aplicaciones que buscan dar solución a la problemática en el sector, así se tiene: la delimitación de zonas inundables y la descripción de las ventajas y desventajas ante un modelo unidimensional y cuasibidimensional HEC – RAS y un modelo bidimensional FESMWS. La representación de las condiciones iniciales del sector y otorgar cierta magnitud al fenómeno que representa el cierre de un brazo en un río entrelazado y finalmente la definición de estructuras de protección ante inundaciones tipo espigones en tramo recto.

# CAPÍTULO 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

## 1.1. ANTECEDENTES

El estado del conocimiento en materia de simulación hidráulica de ríos, se inició con el interés del hombre en describir el comportamiento del flujo en canales abiertos e interpretar el escurrimiento superficial como parte del ciclo hidrológico. Así, la modelación matemática del flujo en cauces naturales va evolucionando conjuntamente con la capacidad de los ordenadores y el desarrollo del cálculo numérico en general. Desde el año 1871, cuando Barre de Saint Venant planteó las ecuaciones hidrodinámicas que gobiernan el flujo unidimensional, hasta la fecha; continúan las investigaciones con el intento de dar solución a ecuaciones complejas, mediante esquemas numéricos cada vez más cercanos a la realidad, como también dar solución a los problemas suscitados por estos esquemas, mediante comparaciones de modelos aplicados a problemas de ingeniería hidráulica y dinámica fluvial.

La dimensionalidad de estos modelos, según el método de cálculo que emplea, puede dividirse en unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales. Modelos matemáticos unidimensionales tal como el HEC-RAS (USACE) bajo régimen permanente, emplea metodologías de cálculo como el método del paso estándar; el modelo bidimensional FESWMS (David C. Froelich, 1989) bajo régimen permanente, abarca la teoría de elementos finitos.

Actualmente, la aplicación de estos dos modelos a problemas reales, se realiza a nivel de investigación y a nivel comercial, los cuales en su mayoría se hallan en otros países.

## 1.2. FUNDAMENTO TEÓRICO: MODELACIÓN DEL FLUJO EN CAUCES NATURALES

Según las características del comportamiento del río, se puede aproximar a un tipo de flujo cercano a la realidad en base a los objetivos y herramientas que se dispone. En la figura 1.1 se muestra la clasificación de flujos que pueden ser representados matemáticamente.

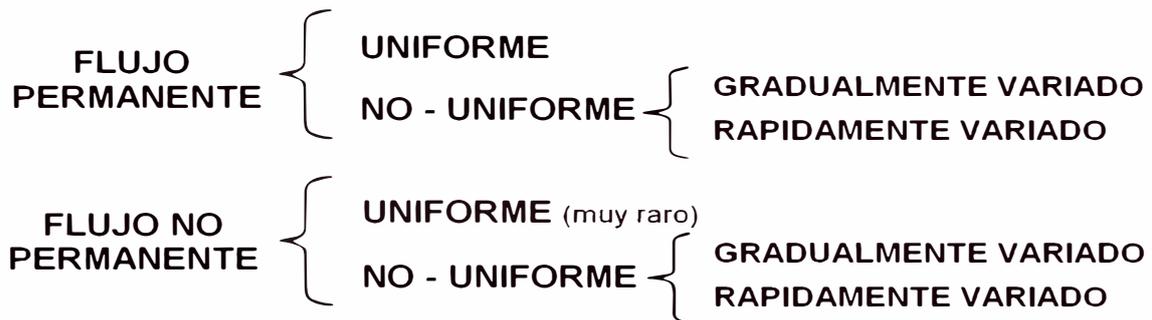


Fig. 1.1. Tipos de flujo.

### 1.2.1. MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL

La forma general para las hipótesis y conceptos fundamentales usadas en la modelación matemática de ríos, son establecidas en las ecuaciones de flujo no permanente (*unsteady*) y no uniforme (*non-uniform*) para canales abiertos.

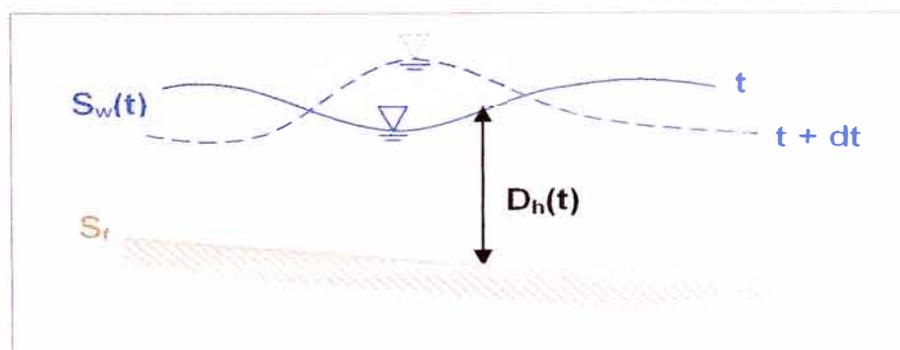


Fig. 1.2. Flujo no permanente donde el caudal varía en el tiempo.

El análisis unidimensional del flujo no permanente tradicionalmente es representado con las ecuaciones de Saint Venant (1871), en las cuales se asume:

- a) El agua es incompresible y homogénea.
- b) La curvatura de la línea de flujo es pequeña y las aceleraciones verticales son omisibles, por lo tanto la presión es hidrostática.
- c) Los efectos de fricción de borde y turbulencia pueden ser calculados mediante leyes de resistencia análogos a los usados para flujo permanente.
- d) El ángulo de inclinación del fondo (lecho) es pequeño, tal que el coseno de dicho ángulo puede ser reemplazado por la unidad.

“Es suficiente solo dos variables dependientes para describir el flujo unidimensional, por ejemplo el tirante de agua ( $y$ ) y la descarga  $Q$  en cualquier sección transversal. Esas variables dependientes definen el estado del movimiento del flujo como función de dos variables independientes (“ $x$ ” para el espacio y “ $t$ ” para el tiempo).

A partir de la necesidad de dos variables dependientes, se requiere entonces dos ecuaciones, cada una representando una ley física. Sin embargo, podemos formular tres leyes físicas en cada flujo: conservación de la masa, momentum y energía.

Cuando el flujo variable no es continuo (saltos hidráulicos, ondas), son posibles dos representaciones: conservación de masa y momentum o conservación de masa y energía. Las dos representaciones no son equivalentes y solo una de ellos es correcta.

Cuando el flujo variable es continuo, cualquiera de las dos representaciones puede ser usada puesto que son equivalentes.”<sup>(a)</sup>

(a) IR. A. VERWEY, Practical Aspects of computational river hydraulics, 1995, pp 8.

### 1.2.1.1. ECUACIONES DE SAINT VENANT UNIDIMENSIONALES

El carácter unidimensional, se presentan en muchos de los problemas de la hidráulica en general e hidráulica fluvial en particular, en algunos casos la unidimensionalidad no es tan clara, pero el hecho de tratarlo como un problema de mas dimensiones no es posible por motivos de información necesaria. De aquí, partió la necesidad del estudio de las ecuaciones unidimensionales para la obtención de conclusiones muy aproximadas y después extenderlas a las ecuaciones bidimensionales.

Las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales se pueden deducir directamente utilizando las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento.

De esta forma:

1.- En un fluido incomprensible, donde se considere una variación de volumen  $dQ$  entre dos secciones de análisis en un tramo diferencial  $dx$  y una sección transversal, la ecuación de continuidad se definirá así:

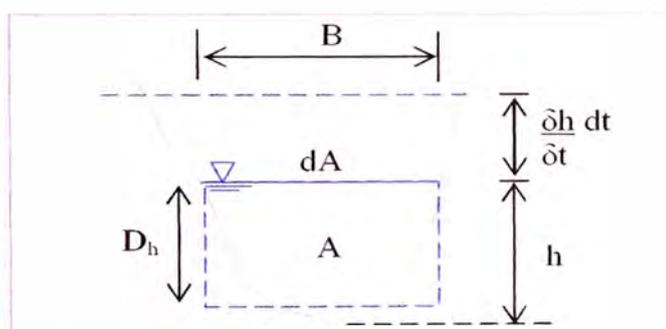


Fig. 1.3. Sección transversal.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad , \quad dA = Bdh$$

Entonces:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_{in} = 0 \quad (1.1)$$

$q_{in}$  = caudal lateral (entrante o saliente) por unidad de longitud ( $m^2/s$ ).

2.- De la ecuación de movimiento:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = -A \frac{\tau_b}{\rho} + q_{in} u' \quad (1.2)$$

Q = caudal (m<sup>3</sup>/s).

A = área de la sección transversal del flujo (m<sup>2</sup>).

u' = es la componente X de la velocidad de un caudal lateral (m/s).

h = elevación de la superficie de agua (m).

$\tau_b$  = es el esfuerzo cortante en el lecho (rugosidad hidráulica).

La rugosidad hidráulica es normalmente expresada por la fórmula de Chezy:

$$\tau_b = \frac{\rho g u |u|}{C^2 R} = \frac{\rho g Q |Q|}{C^2 A_s^2 R} \quad (1.3)$$

R = Radio hidráulico (m).

C = Coeficiente de Chezy (m<sup>1/2</sup>/s).

3.- Reemplazando las ecuaciones, y tomando algunas consideraciones:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ |Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (1.4)$$

**LAS ECUACIONES 1.1 Y 1.4 REPRESENTAN LAS ECUACIONES BASICAS PARA UNA MODELACIÓN HIDRODINAMICA UNIDIMENSIONAL DE FLUJO NO PERMANENTE BASADAS EN LA HIPÓTESIS DE SAINT VENANT. <sup>(a)</sup>**

(a) GRAF, WALTER H. Fluvial Hydraulics, 2001, pp 19, 253.

TUDELFT publications, 2000, Aide Mémoire, pp 3.

### 1.2.1.2. FORMA INTEGRAL DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT UNIDIMENSIONALES

- 1.- Tomamos el volumen de control en el plano (x,t) entre secciones transversales ubicadas en  $x_1$ ,  $x_2$  y entre los tiempos  $t_1$  y  $t_2$  (Fig. 1.4)
- 2.- El flujo másico dentro del volumen, es definido por la integral de tiempo de la diferencia entre el flujo másico entrante  $(\rho u A)_{x_1}$  y el saliente  $(\rho u A)_{x_2}$ . También debe ser igual al cambio del almacenamiento en la distancia durante el intervalo de tiempo.

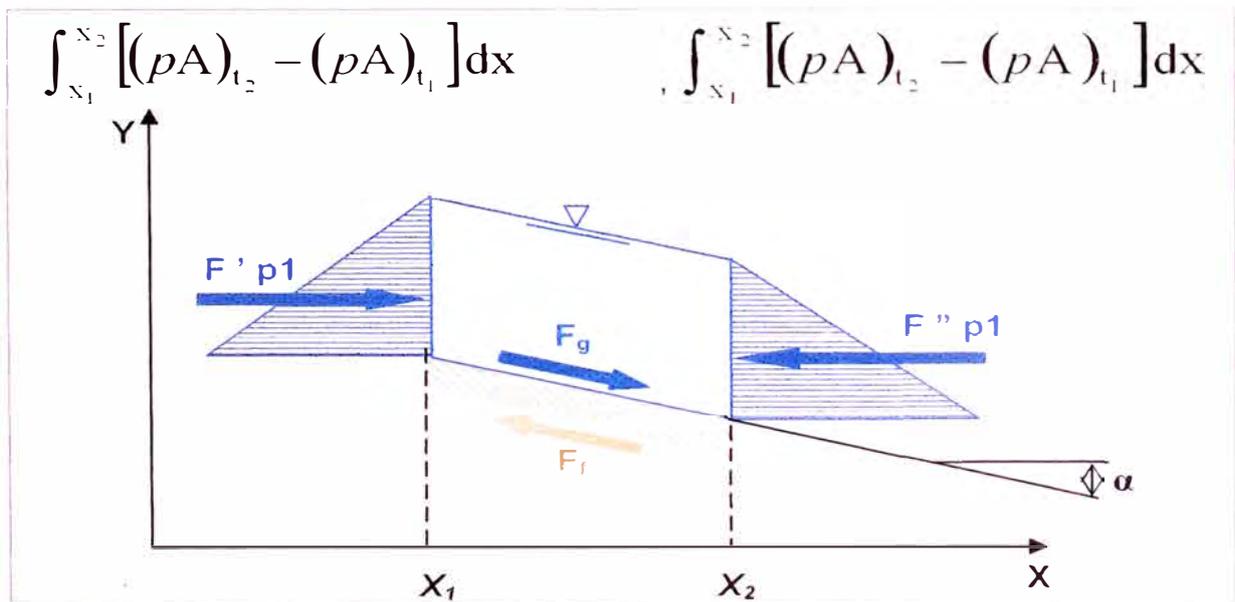


Fig. 1.4. Volumen de control - Sección longitudinal. (a)

$\rho$  = densidad del agua;  $u = u(x,t)$  = velocidad uniforme en sección transversal.

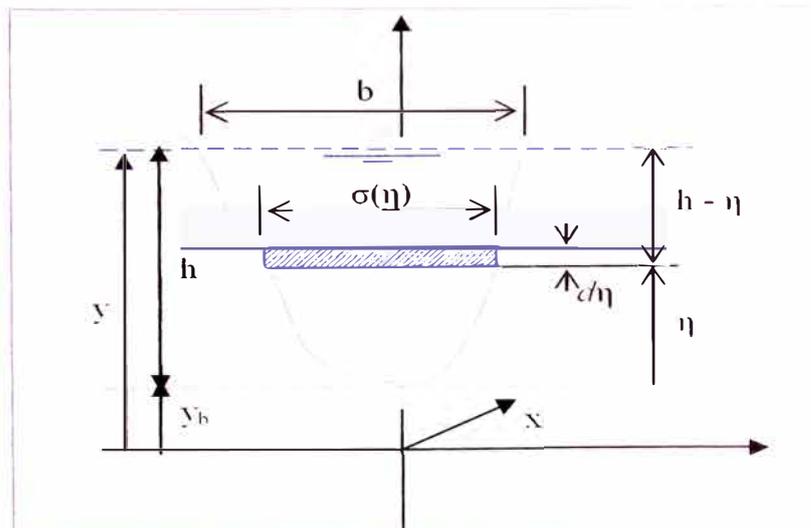


Fig. 1.5. Sección transversal.

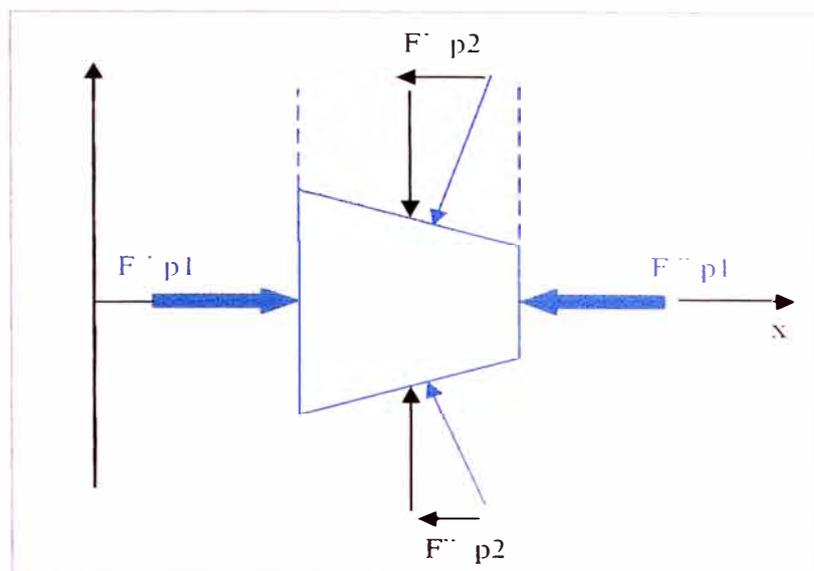


Fig. 1.6. Fuerzas de presión Vista en planta.

Fig.1.4, 1.5, 1.6. Diferentes vistas del volumen de control analizado. <sup>(a)</sup>

$A = A(x,t)$  = área de la sección transversal húmeda, entonces la integral de continuidad de masa para una densidad constante es:

$$\int_{x_1}^{x_2} [(A)_{t_2} - (A)_{t_1}] dx + \int_{t_1}^{t_2} [(Q)_{x_2} - (Q)_{x_1}] dt = 0 \quad (1.5)$$

Donde  $Q = uA$ .

3.- La conservación de momentum en  $X$  requiere que el cambio del momentum en el volumen de control entre los tiempos  $t_1$  y  $t_2$  sea igual a la suma del momentum dentro del volumen de control y la integral de las fuerzas externas actuando sobre ello en el mismo intervalo. Momentum es el producto de la masa por velocidad y el flujo de momentum a través de la sección de flujo es el producto del valor del flujo másico y la velocidad.

Flujo de momentum =  $\rho u A \times u = \rho u^2 A$ .

El Momentum entre  $x_1$  y  $x_2$  es:

$$M_f = \int_{t_1}^{t_2} [(\rho u^2 A)_{x_1} - (\rho u^2 A)_{x_2}] dt \quad (1.6)$$

La variación de momentum entre  $t_1$  y  $t_2$ :

$$\Delta M = \int_{x_1}^{x_2} \left[ (puA)_{t_2} - (puA)_{t_1} \right] dx \quad (1.7)$$

4.- Se asume que las fuerzas externas que actúan sobre el volumen de control en X son la presión, gravedad y la fricción.

$F_{p1} = F'_{p1} - F''_{p1}$ , en las condiciones de borde  $x_1$  y  $x_2$ .

Entonces, para cualquier sección transversal en X con superficie de elevación  $y(x)$ , la fuerza de presión es expresada bajo la hipótesis de distribución hidrostática como:

$$F'_{p1} = g \int_0^{h(x)} p[h(x) - \eta] \sigma(x, \eta) d\eta \quad (1.8)$$

$\eta$  = variable de integración (profundidad) a lo largo del eje Y.

$h(x,t)$  = tirante.

$\sigma(x, \eta)$  = ancho de la sección transversal,  $\sigma(x, \eta) = b(x)$  = ancho de superficie libre.

Entonces:

$$\int_{t_1}^{t_2} F_{p1} dt = \int_{t_1}^{t_2} (F'_{p1} - F''_{p1}) dt = g \int_{t_1}^{t_2} \left[ (pI_1)_{x_1} - (pI_1)_{x_2} \right] dt \quad (1.9)$$

Donde:

$$I_1 = \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \sigma(x, \eta) d\eta \quad (1.10)$$

Para un canal infinitesimal de longitud  $dx$  el incremento de la fuerza de presión debido a variaciones del ancho es representado por el incremento del área húmeda:  $d\sigma d\eta$ , así se tiene para  $h = h_0$ , la distancia del centroide desde la superficie libre  $h(x) - \eta$ :

$$pg \left[ \left( \frac{\partial \sigma}{\partial x} \right) dx \cdot d\eta \right]_{h=h_0} [h(x) - \eta] \quad (1.11)$$

Esta fuerza será integrada entre  $\eta = 0$  y  $\eta = h(x)$  para una sección transversal dada desde  $x_1$  hasta  $x_2$  para obtener la fuerza total actuante sobre el volumen de control.

Así:

$$\int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} pg \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \left[ \frac{\partial \sigma(x, \eta)}{\partial x} \right]_{h_0} d\eta dx dt \quad (2.12)$$

O también:

$$\int_{t_1}^{t_2} F_{p2} dt = g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} pI_2 dx dt \quad (1.13)$$

Donde: 
$$I_2 = \int_0^{h(x)} (h - \eta) \left[ \frac{\partial \sigma}{\partial x} \right]_{h=h_0} d\eta \quad (1.14)$$

5.- La fuerza de gravedad  $F_g$ , es evaluada asumiendo que la inclinación del fondo del canal  $S_0 = -\frac{\partial y_b}{\partial x} = \tan \alpha$  es pequeña de manera que  $\tan \alpha = \sin \alpha$ :

$$\int_{t_1}^{t_2} F_g dt = \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} pgAS_0 dx dt \quad (1.15)$$

6.- La fuerza de fricción  $F_f$  es aplicada al volumen de control mediante la fuerza cortante a lo largo del canal del lecho y riberas. Se puede generalizar para una unidad de longitud que dicha fuerza cortante es:  $pgAS_f$ . Entonces la integral de tiempo de la fuerza resistente sobre el volumen de control es:

$$\int_{t_1}^{t_2} F_f dt = \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} pgAS_f dx dt \quad (1.16)$$

7.- Aplicando la Conservación de Momentum:

$$\Delta M = M_f + \int_{t_1}^{t_2} F_{p1} dt + \int_{t_1}^{t_2} F_{p2} dt + \int_{t_1}^{t_2} F_g dt - \int_{t_1}^{t_2} F_f dt \quad (1.17)$$

8.- Finalmente, considerando una densidad constante  $\rho$ , se obtiene la siguiente ecuación:

$$\int_{x_1}^{x_2} [(uA)_{t_2} - (uA)_{t_1}] dx = \int_{t_1}^{t_2} [(u^2 A)_{x_1} - (u^2 A)_{x_2}] dt + g \int_{t_1}^{t_2} [(I_1)_{x_1} - (I_1)_{x_2}] dt - g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} p I_2 dx dt + g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} A(S_0 - S_f) dx dt \quad (1.18)$$

La ecuación 1.18 representa la forma integral de la conservación de momentum para un flujo no permanente unidimensional en un canal natural de forma arbitraria.

*LAS ECUACIONES 1.5 Y 1.18 REPRESENTAN LA FORMA INTEGRAL DE LAS RELACIONES PARA FLUJO NO PERMANENTE UNIDIMENSIONAL BASADAS EN LA HIPÓTESIS DE SAINT VENANT. (a)*

**NOTA:**

Del análisis anterior se puede deducir una forma general de las ecuaciones de Saint Venant para un canal no - prismático con una notación vectorial y es:

$$\frac{\partial}{\partial t} U + \frac{\partial}{\partial x} F = H \quad (1.19)$$

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \quad F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}, \quad H = \begin{pmatrix} q \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (1.20)$$

Habiéndose definido anteriormente:

(a) IR. A. VERWEY, Practical Aspects of computational river hydraulics, 1995, pp 11 – 13.

$I_1$  = La fuerza debida a la presión del agua en una sección (momento geométrico o momento de primer orden) de la sección respecto a la superficie libre.

$I_2$  = Contribución de las fuerzas de presión del contorno.

- En canales prismáticos, aunque tengan una sección cualquiera, el término  $I_2$  es idénticamente igual a cero mientras que en canales no prismáticos es distinto de cero.

### 1.2.1.3. ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES

#### RÉGIMEN PERMANENTE

Para el estudio de los niveles y velocidades de agua en ríos, la aproximación que mas se ha utilizado y utiliza hasta hoy es la de flujo unidimensional y régimen permanente gradualmente variado. Las hipótesis fundamentales para esta forma de aproximación son el movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo. La ecuación fundamental es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en zonas especiales (Ej: puentes). Una ventaja de este tipo de análisis se debe a que estos esquemas de cálculo de curvas de remanso están del lado de la seguridad cuando el objetivo sea conocer los niveles máximos de una avenida. Se considera que el caudal utilizado en el calculo en régimen permanente es el caudal punta de un hidrograma.

#### RÉGIMEN VARIABLE

El régimen variable se puede subdividir en régimen gradualmente variado, cuando las variaciones en calado y caudal se producen en tiempos prolongados y distancias grandes (Ej: propagación de una avenida en un gran río en régimen lento) y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (Ej: resaltos hidráulicos en ríos de alta pendiente, frente de onda producido por una rotura de presa).

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión son las ecuaciones escritas por primer vez por Barré de Saint Venant

en 1871 y que sirven para describir tanto el régimen gradualmente variable y rápidamente variable.

Desde 1871, se han desarrollado muchos esquemas numéricos de resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant unidimensionales en lámina libre, los cuales se pueden clasificar en esquemas clásicos y los esquemas de alta resolución.

### **Esquemas unidimensionales clásicos**

Estos se pueden dividir en tres grandes grupos: el método de las características, los métodos en diferencias finitas y métodos que usan los elementos finitos.

El método de las características, puede servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados de poca confiabilidad, por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados en cauces fluviales.

Los métodos que emplean las diferencias finitas pueden clasificarse en diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas dependiendo del proceso de encontrar la solución a lo largo del tiempo, se realiza punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio, o bien resolviendo conjuntamente todos los puntos de la malla en cada instante. Asimismo, pueden tener distintos órdenes de aproximación según sea el término de error debido al truncamiento a la hora de expresar las derivadas, y distintas posibilidades de discretización en cuanto a localización de las variables de cálculo en la malla. Entre ellos el esquema de McCormack ha sido el más difundido; es un esquema de segundo orden de precisión en dos pasos que permite, en principio, un tratamiento sencillo de los términos fuente. Los esquemas explícitos presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños en el proceso de cálculo para cumplir la condición de estabilidad de Courant.

Entre los métodos en diferencias finitas implícitas destacan en primer lugar el esquema de Preissmann, también llamado esquema de los cuatro puntos, extensamente utilizado en ríos desde su formulación en los años 60 (Abbott, 1979), (Chaudhry, 1993). Es un esquema que proporciona resultados muy

precisos en régimen lento, con una gran velocidad de cálculo y que permite utilizar grandes incrementos de espacio y de tiempo. Otros esquemas en diferencias finitas implícitas son el esquema de Beam and Warming y el esquema de Vasiliev (Chaudhry, 1993). Los esquemas implícitos se han utilizado también para flujo rápidamente variado, aunque el incremento de tiempo debe reducirse hasta valores similares a los de los esquemas explícitos para representar las discontinuidades.

El método de los elementos finitos también se ha utilizado para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Este método, desarrollado y aplicado principalmente para problemas estructurales, da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas, mientras que las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. Necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer igualmente en diferencias finitas.

A la hora de representar fenómenos reales de propagación de avenidas en ríos, frecuentemente ocurre que se encuentran discontinuidades en la solución en forma de resaltos hidráulicos o frentes de onda, es decir, el flujo ya no es gradualmente variable sino rápidamente variable. Las mismas ecuaciones de Saint Venant pueden servir para representar el flujo rápidamente variable, si se escriben en forma conservativa, pero la aplicación sin más de los métodos mencionados puede dar problemas de estabilidad y oscilaciones no reales de la solución.

1. Métodos de aislamiento del frente de onda (o *Shock Fitting methods*), consistentes en aislar la discontinuidad y tratarla como un contorno,
2. Métodos directos (*Through methods* o *Shock Capturing methods*). Este tipo de métodos son capaces de localizar, simular y propagar las soluciones discontinuas sin necesidad de ninguna técnica especial.

### **Esquemas unidimensionales de alta resolución**

A modo de referencia se hace una breve descripción de los esquemas unidimensionales de alta resolución, los cuales resuelven los problemas que se

presentan en el sub-item anterior, Este tipo de esquemas se desarrollaron en un principio para la resolución de problemas de dinámica de gases compresibles y se han utilizado luego para otros problemas como puede ser la resolución de las ecuaciones de Saint Venant. Aun así, la necesidad de obtener soluciones de calidad para las ecuaciones de Euler de dinámica de gases compresibles provocó un esfuerzo considerable hacia la obtención de esquemas de alta resolución para ellas, y en concreto para la resolución del problema de Riemann, los cuales son aquellos que cumplen:

1. La solución numérica es al menos de segundo orden de precisión en las regiones suaves de la solución.
2. Producen soluciones numéricas libres de oscilaciones espurias.
3. Las discontinuidades suavizadas se concentran en una zona estrecha de tan solo uno o dos incrementos de espacio de la malla.

Para la construcción de este tipo de esquemas es fundamental el concepto de Variación Total Decreciente (TVD, a partir de *Total Variation Diminishing*).

Hasta hace poco, casi todos los esquemas de alta resolución que se han utilizado para flujo en lámina libre en una dimensión se han aplicado únicamente para canal rectangular, aunque algunos utilizan las ecuaciones de Saint Venant para cauce de geometría irregular. Ello es debido a que para geometrías irregulares el papel del término independiente de las ecuaciones de Saint Venant y su tratamiento discreto es fundamental para representar correctamente el flujo, pero su inclusión en esquemas numéricos conservativos (los basados en el método de Godunov y todos los esquemas de alta resolución lo son) es complejo. El caso de régimen permanente es un caso particular del régimen variable, y por tanto cualquier esquema numérico para la resolución del régimen variable, con unas condiciones de contorno constantes, debería ser capaz de reproducir correctamente el régimen permanente. Los esquemas utilizados en los trabajos que se han mencionado no son capaces de converger a una solución correcta en régimen permanente que cumpla la ley de conservación de la energía) para geometrías totalmente irregulares. <sup>(a)</sup>

(a) Ernest Blade i Castellet, MODELACION DEL FLUJO EN LAMINA LIBRE SOBRE CAUCES NATURALES. ANÁLISIS INTEGRADO CON ESQUEMAS EN VOLUMENES FINITOS EN UNA Y DOS DIMENSIONES, 2005, pp 28-30.

## 1.2.2. MODELACIÓN BIDIMENSIONAL

Para describir muchos fenómenos naturales como puede ser la inundación de una gran llanura, la bifurcación de ríos entrelazados, el comportamiento de estructuras transversales en un cauce, la confluencia de dos cauces, el flujo en un cauce ancho e irregular; una aproximación unidimensional ya no es representativa y por ello se emplean el análisis bidimensional con las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones respectivas.

### 1.2.2.1. ECUACIONES DE SAINT VENANT BIDIMENSIONALES

1.- Las ecuaciones básicas para un flujo bidimensional (2DH) provienen de la integración de las ecuaciones de Reynolds. La ecuación de continuidad para el flujo es:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial HU}{\partial x} + \frac{\partial HV}{\partial y} = 0 \quad (1.21)$$

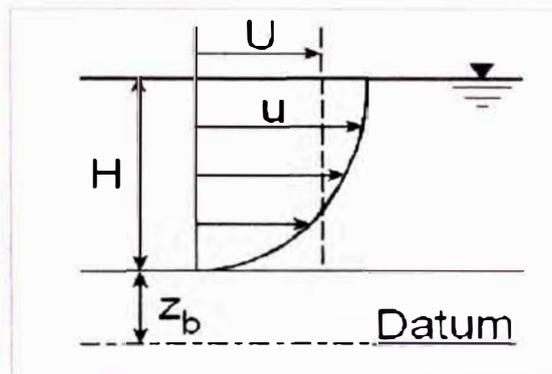


Fig. 1.7. Velocidad promedio en X.

Donde:  $z_s = z_b + H$

$U$  = velocidad promedio en X.

$H$  = tirante.

$V$  = velocidad promedio en Y.

$z_b$  = elevación del lecho.

$$U = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_s} u dz, \quad V = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_s} v dz \quad (1.22)$$

Las ecuaciones de movimiento comúnmente usadas son:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial(H + z_b)}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho H} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial(H T_{xx})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(H T_{xy})}{\partial y} \quad (1.23)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial(H + z_b)}{\partial y} + \frac{\tau_{by}}{\rho H} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial(H T_{xy})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(H T_{yy})}{\partial y} \quad (1.24)$$

$\tau_{bx}$ ,  $\tau_{by}$  son los esfuerzos cortantes en el lecho.

$T_{xx}$ ,  $T_{xy}$ ,  $T_{yy}$  = cambio horizontal del momentum debido a la viscosidad, turbulencia, flujo espiral y distribución no uniforme en la velocidad.

Los esfuerzos de corte pueden ser expresados por las relaciones 2D de Chezy:

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g U \sqrt{U^2 + V^2}}{C^2}, \quad \tau_{by} = \frac{\rho g V \sqrt{U^2 + V^2}}{C^2} \quad (1.25)$$

C = coeficiente de Chezy.

### FLUJO ESPIRAL:

El patrón de flujo espiral 2D y 3D debido a la curvatura de las líneas de flujo puede ser obtenido de la parametrización del modelo. El efecto del flujo espiral sobre la dirección de la inclinación del esfuerzo cortante es:

$$\delta = \underbrace{\arctan\left(\frac{V}{U}\right)}_{\text{Flujo regular}} - \underbrace{\arctan\left(A \frac{H}{R^*}\right)}_{\text{Flujo espiral}} \quad (1.26)$$

Donde:

$\delta$  es el ángulo con el eje X.

$R^*$  es el radio efectivo de la línea de flujo.

A es el coeficiente de flujo espiral expresado por:

$$A = \frac{2\varepsilon}{k^2} \left( 1 - \frac{\sqrt{g}}{kC} \right) \quad (1.27)$$

Donde:

$\epsilon$  es el coeficiente de calibración.

$k$  es el coeficiente de Von Karman (0.4).

2.- Con una integración en  $t$ ,  $x$ ,  $y$  y con respecto a la coordenada vertical desde el lecho a la superficie de agua y asumiendo que las velocidades en la vertical y aceleraciones pueden ser omisibles, se puede obtener las ecuaciones del transporte de momentum en las dirección X e Y respectivamente:

En la dirección X:

$$\frac{\partial(HU)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta_{uu}HUU + (\cos\alpha_x \cos\alpha_z)^2 \frac{1}{2} gH^2)}{\partial x} + \frac{\partial(\beta_{uv}HUV)}{\partial y} + \cos\alpha_x gH \frac{\partial z_b}{\partial x} - \Omega HV + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial(H\tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (1.28)$$

En la dirección Y:

$$\frac{\partial(HV)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta_{vv}HVV + (\cos\alpha_y \cos\alpha_z)^2 \frac{1}{2} gH^2)}{\partial y} + \frac{\partial(\beta_{vu}HVU)}{\partial x} + \cos\alpha_y gH \frac{\partial z_b}{\partial y} - \Omega HU + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial(H\tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (1.29)$$

$\beta_{uu}$ ,  $\beta_{uv}$ ,  $\beta_{vu}$  y  $\beta_{vv}$  son los coeficientes de corrección para el momento de flujo que corrigen las variaciones de la velocidad en la dirección vertical.

$\tau_{bx}$  y  $\tau_{by}$  son los esfuerzos cortantes en el lecho.

$\tau_{sx}$  y  $\tau_{sy}$  son los esfuerzos cortantes en la superficie.

$\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yy}$  son los esfuerzos cortantes causados por la turbulencia.

$\Omega$  = parámetro de Coriolis (depende de la latitud  $s^{-1}$ ).

$$\alpha_z = \arctg\left(\frac{\partial z_b}{\partial x}\right), \quad \alpha_y = \arctg\left(\frac{\partial z_b}{\partial y}\right)$$

$$\alpha_z = \arccos(1 - \cos^2\alpha_x - \cos^2\alpha_y) \dots (a)$$

(a) US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION - FHWA - User's manual FESWMS FST2DH, 2003, pp 3 – 1.

### 1.2.2.2. SIMPLIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT – VENANT BIDIMENSIONALES

Una simplificación de las ecuaciones de Saint Venant implica la no consideración de la fuerza de Coriolis, que para cauces de ríos pequeños y medianos deja de ser significativa, ni las tensiones efectivas, que tiene poca importancia con respecto a otros términos, ni las tensiones producidas por el viento en la superficie libre.

Utilizando notación vectorial, se pueden escribir estas ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones en forma conservativa como:

$$\frac{\partial}{\partial t} U + \nabla F = \bar{H} \quad (1.30)$$

U es el vector de variables de flujo.

F es el tensor de flujo.

H = es el término independiente (término fuente).

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}, \quad F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g \frac{h^2}{2} \end{pmatrix}, \quad \bar{H} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (1.31)$$

Las ecuaciones de Saint Venant son un caso concreto de sistemas de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales hiperbólico, cuasi lineal y con término independiente.

De las ecuaciones 1.21, 1.28 y 1.29, se puede escribir las ecuaciones de Saint Venant en forma no conservativa como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1.32)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_{0x} - S_{fx}) \quad (1.33)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = g(S_{0y} - S_{fy}) \quad (1.34)$$

### 1.2.2.3. ESQUEMAS BIDIMENSIONALES

Para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, al igual que el caso unidimensional, se emplean el método de las características, métodos en diferencias finitas y métodos en elementos finitos, pero en el caso bidimensional, además, se ha utilizado la técnica de discretizaciones en volúmenes finitos.

Es necesario añadir que para la descripción de muchos fenómenos que carácter bidimensional, fueron los esquemas cuasi-bidimensionales los primeros en desarrollarse como primer intento de modelar la inundación de una zona llana a partir del desbordamiento de cauces principales. En ellos se aplican las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales en un cauce principal, mientras que la llanura de inundación se representa mediante una serie de células de almacenaje. El primero de ellos fue el modelo del delta del Río Mekong, en este modelo se consideraba únicamente células de almacenaje conectadas entre ellas por ecuaciones de vertedero.

Los esquemas bidimensionales propiamente dichos, se pueden agrupar en esquemas bidimensionales clásicos y esquemas bidimensionales de alta resolución.

#### ESQUEMAS BIDIMENSIONALES CLÁSICOS <sup>(a)</sup>

Los esquemas clásicos se han utilizado con buenos resultados para flujo gradualmente variable, pero no sirven en general para rápidamente variable.

El método de las características en dos dimensiones se utilizó por Katopodes y Strelkoff (1978) para la simulación bidimensional de rotura de presas y por Aleán (1997) para la modelación de un sistema de lagunas en México. Este método requiere grandes dificultades de implementación, especialmente en geometrías reales, necesita incrementos de tiempo muy pequeños y en el caso de flujo rápidamente variable precisa una aproximación del tipo de aislamiento del frente de onda (*shock fitting*) con todas sus complicaciones, de manera que no tiene ninguna ventaja respecto de otras aproximaciones. Por ello ha quedado tan solo como una herramienta para la incorporación de las condiciones de contorno, en lo que sí se ha revelado útil y potente (Alcrudo, 1992), (Franco, 1996).

Existen gran variedad de métodos en diferencias finitas utilizados con buenos resultados para la modelación del flujo gradualmente variable en dos dimensiones. Incluso algunos se aplicaron para flujo rápidamente variable con buenos resultados antes del desarrollo de los esquemas de alta resolución (Chaudhry, 1993).

Los esquemas clásicos en diferencias finitas se pueden dividir en aquellos que utilizan diferencias finitas explícitas y los que utilizan diferencias finitas implícitas. Dentro de los últimos tienen una relevancia especial los métodos de direcciones alternadas (ADI, de *Alternate Direction Implicit*).

El esquema en diferencias finitas explícitas más utilizado para la resolución de las ecuaciones del flujo en lámina libre en dos dimensiones es el esquema de McCormack, propuesto en 1969 por el autor del cual tomó el nombre y extensamente utilizado en mecánica de fluidos. Es un esquema en dos pasos (predictor–corrector) explícito, de segundo orden de precisión, compacto, que sirve para flujo gradualmente y rápidamente variable (añadiéndole un término de viscosidad artificial), que de forma sencilla se puede utilizar en dos dimensiones, incorporando los términos fuente y condiciones de contorno, y extenderlo a un esquema de alta resolución. El esquema de McCormack fue utilizado para las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales por Jiménez y Chaudhry (1987) para la resolución de flujos supercríticos y cambios de régimen; por Zhang y Cundy (1989) para flujo superficial (*overland flow*) en laderas, donde probaron su capacidad de representar soluciones discontinuas; Fennema y Chaudhry (1990) y Chaudhry (1993) también lo aplicaron para flujo rápidamente y gradualmente variable a través de un estrechamiento; Valiani (1992) lo utilizó para la simulación de rotura de presas con fondo móvil y Shettar y Murthy (1996) para el estudio numérico de bifurcaciones junto con un modelo de turbulencia. Otros esquemas en diferencias finitas explícitas utilizados son el esquema de primer orden de Lax (Jiménez y Chaudhry, 1987) de un solo paso, y el esquema de Gabutti (Fennema y Chaudhry, 1990) de tres pasos, que incorpora información de cómo se transmite una onda a partir de la teoría de las características.

El método de los elementos finitos no ha sido demasiado popular al momento de resolver las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones por las mismas razones citadas en el caso unidimensional: complejidad y coste computacional. Con respecto a éste último, Vreugdenhil (1994) lo compara con distintos

métodos de diferencias finitas llegando a la conclusión que, para una malla de unos mil nodos, el método requiere aproximadamente 200 veces más operaciones en cada incremento de tiempo que uno en diferencias finitas (la diferencia aumenta hasta 1800 veces más para diez mil nodos). Los elementos finitos tienen ventajas, frente a las diferencias finitas clásicas, para considerar mallas irregulares adaptadas a los contornos y con distintas densidades en distintas partes del dominio. Sin embargo, esta ventaja también la posee la técnica de los volúmenes finitos, utilizada por la mayoría de esquemas de alta resolución (apartado siguiente) y mucho más sencilla. Naaim y Brugnot (1994) comparan el método de los elementos finitos con un esquema de alta resolución en volúmenes finitos para una rotura de presa: ambos consiguen una precisión parecida en los resultados, pero el primero necesita 233 veces más tiempo de CPU. Un referente en cuanto a modelación del flujo en lámina libre en dos dimensiones utilizando la técnica de los elementos finitos es el trabajo desarrollado por Katopodes (1984), que introduce una variante del esquema de Galerkin utilizando una función de ponderación discontinua, de manera que consigue representar frentes de onda y resaltos hidráulicos, aunque el mismo autor acabará finalmente por reconocer las ventajas de la técnica de los esquemas explícitos en volúmenes finitos (Katopodes, 1999). También Urban y Zielke (1985) emplean el método de los elementos finitos, concretamente el método de Bubnow-Galerkin, para modelar flujos bidimensionales permanentes en régimen lento, mientras que Leclerc (1990) utiliza también elementos finitos para estudiar el flujo en el estuario del río Manicouagan (Canadá).

También algunos de los modelos comerciales más utilizados (RMA-2, HVEL, FESWMS, y TELEMAC) emplean elementos finitos.

(a) Ernest Blade i Castellet, MODELACION DEL FLUJO EN LAMINA LIBRE SOBRE CAUCES NATURALES. ANÁLISIS INTEGRADO CON ESQUEMAS EN VOLUMENES FINITOS EN UNA Y DOS DIMENSIONES, 2005, pp 33-36.

## ESQUEMAS BIDIMENSIONALES DE ALTA RESOLUCIÓN <sup>(a)</sup>

Los esquemas numéricos clásicos en dos dimensiones sufren los mismos problemas que para una dimensión en cuanto a la aparición de discontinuidades en la solución (resaltos hidráulicos, frentes de onda, etc.), por lo que en los últimos años se ha realizado un considerable esfuerzo para conseguir esquemas bidimensionales de alta resolución. Una de estas técnicas es el de los volúmenes finitos. Desarrollada para la resolución de problemas en dinámica de gases, y mayoritariamente utilizada en este campo (los modelos comerciales más populares en este campo, como PHOENICS, FLUENT, FLOW3D y STAR-CD utilizan volúmenes finitos), toma las ventajas tanto de las diferencias finitas como de los elementos finitos.

Partiendo de la forma integral de las ecuaciones en forma conservativa, las discontinuidades se representan sin ninguna técnica especial a la vez que se conserva la masa y la cantidad de movimiento.

Bechteler, Nujic y Otto (1994) desarrollan un esquema tipo ENO basándose en el esquema MUSCL para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones y lo aplican al área inundable del Polder-Altenheim, en Alemania, al lado del Rin. Más adelante, Francarollo y Toro (1995) utilizan el esquema WAF (*Weight Averaged Flux*), esquema conservativo, de segundo orden de precisión, que se puede ver como una generalización a sistemas no lineales de los esquemas de Lax- Wendroff o del Beam and Warming, junto con el *Riemann Solver* de Harten-Lax-Van Leer (o HLL). El esquema lo utilizan para un estudio numérico-experimental de problemas de rotura de presa.

Al igual que en el problema unidimensional, en geometrías irregulares un buen tratamiento del término independiente de las ecuaciones de Saint Venant es fundamental, pero nada sencillo para esquemas conservativos, especialmente para segundo orden de precisión. Todos los esquemas mencionados anteriormente, o bien se aplican únicamente a geometrías sencillas, donde el problema no se pone de manifiesto, o bien no entran en el problema.

(a) Ernest Blade i Castellet, MODELACION DEL FLUJO EN LAMINA LIBRE SOBRE CAUCES NATURALES. ANÁLISIS INTEGRADO CON ESQUEMAS EN VOLUMENES FINITOS EN UNA Y DOS DIMENSIONES, 2005, pp 155-172.

### 1.2.3. ALGUNOS CRITERIOS EN LA APLICACIÓN

#### 1.2.3.1. CANAL PRINCIPAL Y LLANURA DE INUNDACIÓN

Se debe distinguir claramente los fenómenos que suceden con el flujo en el canal principal y llanura de inundación. El flujo en las llanuras de inundación usualmente es muy complejo y difícil de describir completamente en comparación del flujo en el canal principal. Paradójicamente, su representación en los modelos es mucho más simple. Los efectos del momentum cambiante entre el canal principal de flujo y en la llanura de inundación son necesarios a considerar, el momento cambiante es el resultado de la turbulencia generada en esta región debido al fuerte cambio en la gradiente de velocidad. (Ogink 1985, Smart 1992, Ackers 1993). Esto se basa en que la pérdida de energía en la interfase “canal principal-llanura de inundación” es mucho mayor que la obtenida a lo largo de un perímetro sólido de canal, y la corrección raramente excede el 10% del valor alcanzado. <sup>(a)</sup>

Los estudios de ingeniería fluvial, usualmente requieren conocer la distribución lateral de velocidades a través de un canal de sección compuesta, constituido por un canal principal y unas planicies de inundación. Un modelo bidimensional bien podría describir este fenómeno con limitaciones propias de cada esquema numérico, pero como en la mayoría de las aplicaciones la escala longitudinal de variación del flujo es mucho mayor a la escala lateral (dada por el ancho de flujo), las variaciones longitudinales y laterales de flujo pueden ser calculadas independientemente (Menéndez, 2003).

Las primeras, a través de los modelos hidrodinámicos unidimensionales basados en las ecuaciones de Saint – Vénant (Cunge et al, 1980); en tanto que las segundas, a través de los modelos 1D de distribución lateral.

(a) A.VERWEY, Linkage of physical and numerical aspects of models applied in environmental studies, 1995, pp 6, 7.

Los modelos unidimensionales de distribución lateral, que resuelven el campo lateral de la velocidad promediada en la vertical, han sido motivo de análisis y aplicación en los años recientes. Se presentan tanto a través de formulaciones heurísticas simples, relativamente antiguas, como los métodos de Lotter (1933), o del Canal Dividido (DCM, utilizado en el modelo HEC-RAS, 2001), Horton (1933) o Pavlovskii (1931), o bien en ecuaciones de base física, como el método de Distribución Lateral (LDM) propuesto por Wark et al (1990). Los modelos anteriormente mencionados se hallan en el campo de la modelación cuasi-bidimensional. Se desarrolla a continuación una la descripción de los métodos DCM y LDM.

### MÉTODO DEL CANAL DIVIDIDO (DCM) <sup>(a)</sup>

Lotter (1933) y posteriormente Einstein y Banks (1950) trabajaron sobre la hipótesis que el caudal total en la sección puede obtenerse como la suma de los caudales parciales fluyentes por cada subsección, asumiendo que la pendiente de la línea de energía es constante para todas las subsecciones y que los perímetros mojados parciales correspondientes a cada sub área son los dados por el contorno fijo únicamente. Esto implica que no existe difusión lateral de cantidad de movimiento; las pérdidas de energía son sólo debidas a la fricción. El caudal parcial  $Q_i$  de cada subsección se puede obtener como:

$$Q_i = K_i S_o^{1/2} \quad (1.35)$$

Donde:

$S_o$  = pendiente longitudinal.

$K_i$  = conductividad hidráulica de cada subsección, dada por:

$$K_i = \frac{A_i R_i^{2/3}}{n_i} \quad (1.36)$$

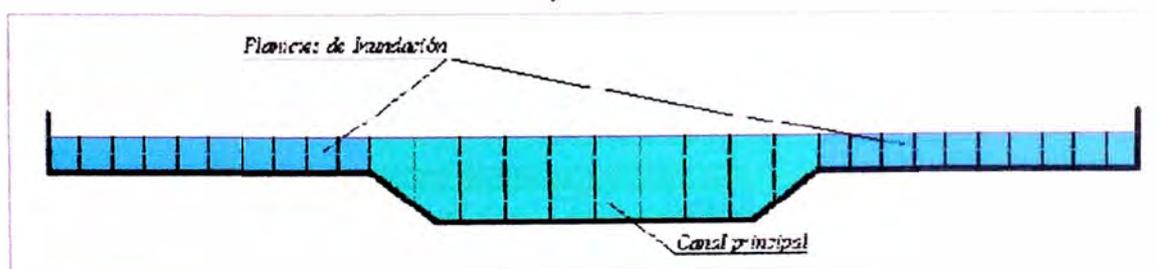


Fig. 1.8. Subdivisiones del canal central y llanura de inundación en el método DCM.

$A_i$ : Área de la subsección  $i$ .

$R_i$ : Radio hidráulico de la subsección  $i$ .

$N_i$ : Coeficiente de rugosidad de Manning de la subsección  $i$ .

La distribución lateral de velocidades puede ser estimada a partir de los caudales  $Q_i$  calculados con la ecuación (1.35). La velocidad media en una subsección,  $V_i$ , se puede estimar como:

$$V_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad (1.37)$$

Este modelo está implementado en el programa HEC-RAS desde la versión del año 2001 en su comando *Flow Distribution*.

### MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN LATERAL (LDM) <sup>(a)</sup>

Una de las principales limitaciones del modelo DCM es la imposibilidad que tiene de considerar las pérdidas energéticas debido a la difusión lateral de cantidad de movimiento. Para poder incluirlas, es necesario plantear un modelo basado en las ecuaciones generales de movimiento o ecuaciones de Navier – Stokes, con las simplificaciones correspondientes. En este caso, es posible obtener una ecuación diferencial que permita predecir la distribución lateral de velocidades en la sección, asumiendo las condiciones de flujo permanente y uniforme y una cierta profundidad de flujo dada. Esta ecuación da lugar al denominado Lateral Distribution Method (LDM). La solución de la ecuación diferencial del LDM puede hacerse en forma numérica o analítica. El primer procedimiento fue propuesto por primera vez por Wark et al (1988). En el segundo caso, el desarrollo original es debido a Shiono y Knight (1988, 1991). La integración de la ecuación de cantidad de movimiento en la dirección del flujo (ecuación de Navier – Stokes) en combinación con la ecuación de continuidad, para un flujo permanente y uniforme asumiendo como modelo de turbulencia el de la viscosidad de torbellino o de Boussinesq, da lugar a la ecuación diferencial del denominado método de la distribución lateral (LDM):

$$\rho g S_o Y - \frac{f}{8} \rho V^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{d}{dy} \left[ \rho \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} Y^2 V \frac{\partial V}{\partial y} \right] = \frac{\partial}{\partial y} [Y(\rho \overline{UV})_d] \quad (1.38)$$

en la cual:

$\rho$ : Densidad del fluido.

$g$ : Aceleración de la gravedad.

$S_0$ : Pendiente longitudinal del lecho.

$Y$ : Profundidad de flujo.

$V$ : Velocidad del Flujo.

$y$ : Coordenada horizontal medida transversal a la corriente.

$s$ : Talud lateral.

$f$ : Coeficiente de fricción de Darcy.

$\lambda$ : Viscosidad adimensional de torbellino de Boussinesq.

$(\rho \overline{UV})_d$ : Tensión de Reynolds debido a las corrientes secundarias.

Shiono y Knight (1988, 1991) obtienen las siguientes soluciones analíticas de la ecuación (1.38):

Para fondo plano horizontal:  $s \rightarrow 0$  :

$$V_{(y)} = \sqrt{a_1 e^{ny} + b_1 e^{-ny} + \frac{8gS_0 Y}{f} (1 - \beta)} \quad (1.39)$$

Para fondo lineal inclinado:  $0 < s < \infty$  :

$$V_{(y)} = \sqrt{a_2 Y^\psi + b_2 Y^{-\psi-1} + \omega Y + \sigma} \quad (1.40)$$

Donde se establece las siguientes ecuaciones para cada parámetro:

$$\eta = \sqrt{\frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{1}{Y}} \quad , \quad \psi = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{s \sqrt{1+s^2}}{\lambda} \sqrt{8f}} - \frac{1}{2}$$

$$\omega = \frac{gS_0}{\frac{\sqrt{1+s^2}}{s} \frac{f}{8} - \frac{\lambda}{s^2} \sqrt{\frac{f}{8}}} \quad , \quad \beta = \frac{\Gamma}{8gS_0 Y}$$

$$\sigma = -\frac{\Gamma}{\frac{\sqrt{1+s^2}}{s} \frac{f}{8} \rho} \quad , \quad \frac{\partial}{\partial y} [Y(\rho \overline{UV})_d] = \Gamma$$

(a) WEBER JUAN, MENENDEZ ANGEL, Paper: Un modelo cuasi-2d de flujo en cauces de sección compuesta, 2004. (Ver bibliografía N° 36 – 37).

### 1.2.3.2. EL MODELO A EMPLEAR

La modelación matemática esboza ciertas condiciones a criterio del modelador. Dependiendo del sistema fluvial a analizar, el modelo elegido debe de brindar resultados confiables en base a los objetivos propuestos.

Cuando se pretende realizar la modelación numérica del flujo de agua en cauces naturales, se debe optar ya sea por una aproximación unidimensional o por una bidimensional, según sea la naturaleza del fenómeno que se pretende modelar y la información disponible.

La modelación unidimensional es mucho menos costosa tanto en tiempo de cálculo como de información (secciones transversales separadas una cierta distancia entre ellas) y en muchos tramos de río suficientemente precisa. Sin embargo, hay casos en que en ciertas áreas, el flujo real tiene un fuerte carácter bidimensional, por lo que debe modelarse de esta manera. El flujo en estas zonas marcadamente bidimensional suele venir condicionado por el flujo en los tramos de río unidimensionales y viceversa. Esto lleva a que si se opta por una modelación unidimensional en todo el dominio, las zonas 2D no serán modeladas con suficiente precisión (y las imprecisiones pueden afectar a la misma zona 1D), mientras que un cálculo enteramente bidimensional puede ser prohibitivo en tiempo de cálculo, muy caro para disponer de la información necesaria para la discretización 2D de toda la zona, y costoso a la hora de generar las mallas de cálculo y asignar sus propiedades.

Por ejemplo, en función del ambiente simulado, se puede adelantar que un modelo unidimensional no puede reproducir buenas simulaciones en áreas donde el flujo lateral sobre la llanura de inundación juega un papel importante en la propagación de ondas de inundación. Existen los llamados modelos Cuasi – bidimensionales que podría aproximar el fenómeno descrito. Sin embargo, un modelo bidimensional es capaz de reproducir estas llanuras de inundación muy planas con topografía compleja y presencia de infraestructura.

En función de los objetivos, si se proyecta algún tipo de infraestructura hidráulica que pueda variar las líneas de flujo en el río (encauzamientos, puentes, etc.), entonces se pretenderá obtener entre otros valores, a las velocidades en dos dimensiones para el diseño, siendo necesario el empleo de un modelo

bidimensional. Así se pueden añadir muchos más casos para el empleo de un modelo bidimensional: ríos meándricos, bifurcaciones en ríos entrelazados, análisis de flujo en curvas, etc.

Otro aspecto recientemente objeto de gran número de investigaciones, y absolutamente obviado hace no mucho tiempo, es el correcto tratamiento del término independiente de las ecuaciones de Saint Venant, concretamente la parte del término independiente correspondiente a la pendiente de fondo. A diferencia de otras ecuaciones, las ecuaciones de Saint Venant no son homogéneas, y además existe una estrecha relación entre el término independiente y el vector de flujo, que hace que la discretización de uno deba hacerse de acuerdo con la del otro. En caso contrario los esquemas numéricos no serán capaces de modelar correctamente ni siquiera situaciones estacionarias como agua en reposo o régimen permanente.

Así la pendiente se convierte en una variable fundamental y su clasificación varía según la clasificación geomorfológica que se hallan en investigaciones tales como Montgomery y Buffington (1993) y Bathurst (1993) los cuales consideran a una pendiente de 1% como moderada y según Jarret R.D (1984) a partir de 2% de pendiente como río de montaña.

De la experiencia en Perú, se tienen algunos trabajos sobre el modelo HEC RAS y su aplicación va en aumento, mas no así de modelos bidimensionales como el FESWMS – 2DH, el cual solo ha sido aplicado al río Tumbes (Vásquez 2003), el cual tiene una pendiente baja inferior al 0.2% y otro modelo RMA -2D aplicado al río Piura (Vásquez 2001), donde la pendiente es muy baja con 0.03%.

#### **1.2.4. MODELOS COMERCIALES DISPONIBLES**

Gracias al desarrollo de la modelación matemática y la creciente potencialidad de los ordenadores, el cálculo en régimen variable en una y dos dimensiones permite abordar con mayor detalle la solución de ciertos problemas de dinámica fluvial. Por otro lado, la existencia de estas herramientas ha provocado una mayor exigencia y competencia entre usuarios, por lo que cada vez es más necesario su conocimiento. La relación “modelo numérico – ordenador”, abarca muchas áreas como la evolución histórica de la informática en paralelo a la

modelación que se trata de resumir brevemente en la presente introducción a los software utilizados o modelos comerciales disponibles:

La evolución de la modelación numérica se suele describir dividiendo su estudio en base a generaciones de modelos. La primera generación en los años 50, consistió simplemente en utilizar primitivos ordenadores o calculadoras programables para la resolución de ecuaciones matemáticas.

La segunda generación (años 60) fueron modelos numéricos que se construían enteramente de principio a fin para un problema concreto, un ejemplo fue el modelo del delta del Río Mekong (China).

La tercera generación de modelos incluye los diversos esquemas de las ecuaciones planteadas en los primeros ítems, los cuales se hallan escritas en lenguajes de programación factibles para la modelación matemática, tal es el caso del lenguaje FORTRAN y se encuentran compilados en programas según metodologías de solución con variaciones adoptados por cada autor sin perder la esencia del modelo. Surgen así estos programas que resuelven diversos casos de la hidráulica fluvial, algunos se presentan en código libre (P. ej. archivos \*.F) y en ejecutables (P. ej. archivos \*.EXE) que pueden emplearse en Sistemas Operativos de la época y el lugar donde fueron desarrolladas, como por ejemplo el MS-DOS, el UNIX u otros, donde el ingreso de datos, procesamiento y la visualización de resultados se remitía a líneas de comandos sobre una pantalla monocroma.

La cuarta generación ocurrió gracias a la generalización de los ordenadores personales, estos también surgen ante la competencia comercial de la industria del software y hardware en los años ochentas dando origen al primer *Interfaz Grafica de Usuario (GUI: Graphic User Interface)* lanzado por la empresa Apple para su entorno MACINTOSH, el cual facilita la interacción del usuario con el ordenador a través de la utilización de un conjunto de imágenes, objetos pictóricos (iconos, ventanas) y un ratón (mouse). A esto se sumaron empresas como Microsoft para la creación del súper conocido WINDOWS, para el cual están diseñados la mayoría de programas de ingeniería utilizados en nuestro medio. Consecuentemente se logra dar un inmenso avance en la evolución de los softwares para la simulación hidráulica de ríos con el empleo de modelos adaptados a interfases graficas de usuario, resolviendo un problema importante en la capacidad de procesamiento y la visualización para la toma de decisiones a

nivel de diseño. Los modelos de cuarta generación son los que se usan en su mayoría actualmente.

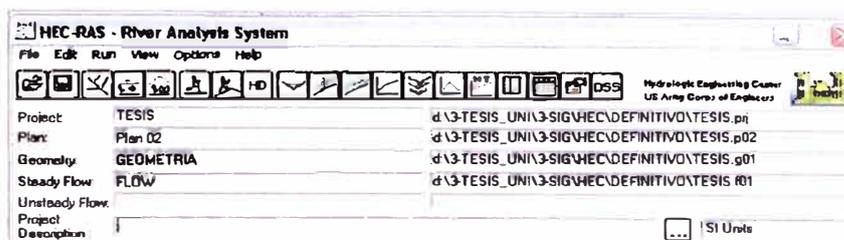
Se comenta de una quinta generación, todavía a nivel de proyecto donde se incluye a los modelos hidráulicos dentro de sistemas informáticos más amplios junto con modelos complementarios (meteorológicos, hidrológicos, etc) con actualizaciones y adquisición de datos automatizadas (EI: sensores, imágenes satelitales, sistemas de información geográfica y otras bases de datos) los cuales representan verdaderos sistemas expertos, integrando el conocimiento en distintos campos. En esta generación se supone la unión entre la hidráulica computaciones y a inteligencia artificial y los sistemas de apoyo a la toma de decisiones (DSS: Decision Support Systems). Con esta breve introducción, se describirá los modelos y softwares empleados para la presente investigación: El HEC-RAS 3.1.3 que emplea un modelo unidimensional y se puede obtener gratuitamente a través de la Web. El SMS 9.0, software comercial que soporta una diversidad de modelos adaptados a la interfase grafica de usuario, siendo el de mi prioridad el modelo bidimensional FESWMS.

#### **1.2.4.1. HEC – RAS**

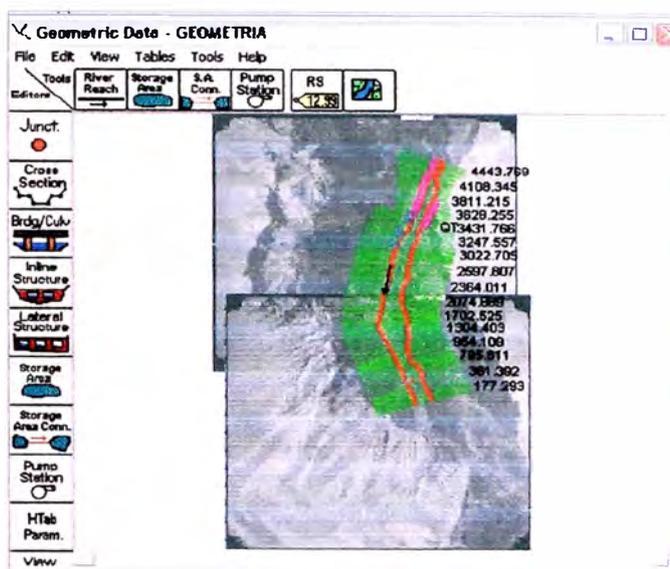
##### **(HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER – RIVER ANALYSIS SYSTEM)**

Este software, del Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a éste, entre las que destaca la interfase gráfica de usuario (GUI) que facilita las labores de preproceso y postproceso.

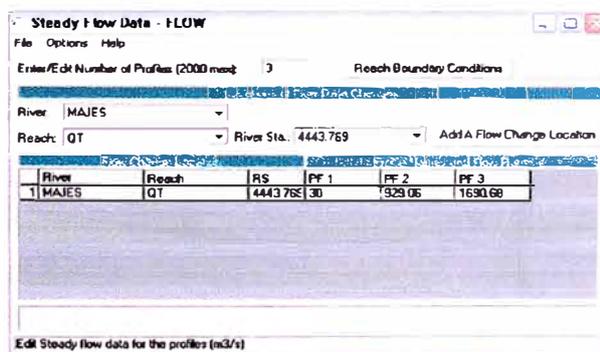
Los modelos numéricos van añadiéndose en cada versión, se tuvo la versión 2.2 que permitía realizar análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre para flujo subcrítico, supercrítico y mixto. La versión 3.1.3 empleado para esta investigación, presenta tres componentes de análisis unidimensional de flujo permanente para superficie libre, flujo no permanente y transporte de sedimento. El análisis en régimen permanente fue utilizado para esta investigación.



(a) Ventana Principal.



(b) Ventana de datos geométricos.



(c). Ventana de datos para flujo permanente.

Fig. 1.9. a) b) c) Algunas vistas de las ventanas del HEC - RAS.

En régimen variable es necesario adecuar el esquema numérico a las características del flujo para asegurar la validez de los resultados que se obtienen, por ello se tiene que analizar las distintas posibilidades del Hec-Ras y su ajuste para evitar inestabilidades y representar aproximadamente el flujo en ríos.

## HIDRÁULICA DEL HEC - RAS PARA FLUJO PERMANENTE (STEADY FLOW)

El flujo gradualmente variado se caracteriza por los cambios mínimos en la superficie de agua y velocidades de una sección transversal a otra. El primer proceso iterativo es calcular el perfil de superficie de agua según el método del Paso Directo, los cálculos básicos en un proceso iterativo se apoyan en la ecuación de la energía:

$$H=Z + Y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (1.41)$$

Donde se establece que la energía total (H) en cualquier punto del flujo es igual a la suma de la energía potencial (Z+Y) y la energía cinética ( $\frac{\alpha V^2}{2g}$ ).

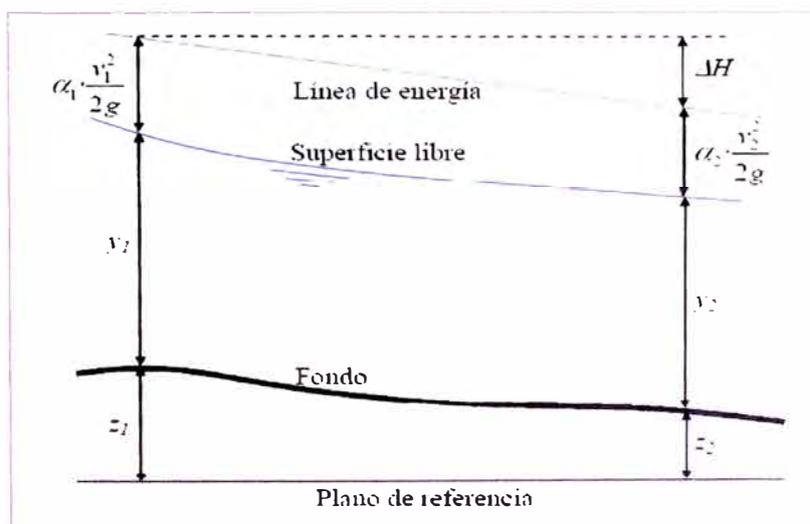


Fig. 1.10 Variables que intervienen en la ecuación de la energía. (a)

Si bien, una de las hipótesis básicas en HEC-RAS es la unidimensionalidad del flujo, permite representar la sección caracterizándola según las llanuras de inundación derecha (right over bank) e izquierda (left over bank) separadas ambas por el cauce principal (main channel). Así, cada una de dichas partes, hay que caracterizarla con su valor del coeficiente de Manning y su distancia a la sección inmediatamente aguas abajo.

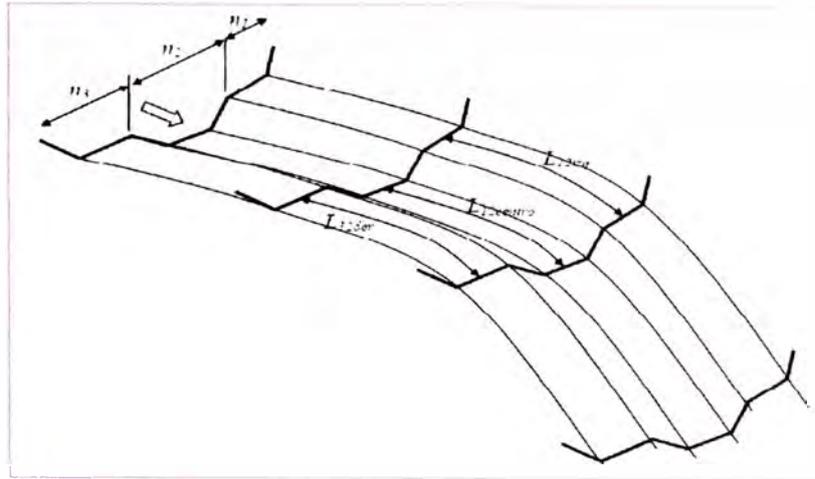


Fig. 1.11 División por defecto de las secciones en HEC-RAS. (a)

### Pendiente motriz. Ecuación de Manning

HEC –RAS calcula las pérdidas de carga continuas a partir de la fórmula de Manning:

$$I = \frac{n^2 v^2}{R_h^{4/3}} \quad (1.42)$$

Se puede escribir en función del caudal:

$$I = \frac{n^2 Q^2}{R_h^{4/3} A^2} \quad (1.43)$$

De donde se define el factor de transporte (K)

$$K = \frac{Q^2}{K^2}, \quad K = \frac{R_h^{2/3} A}{n} \quad (1.44)$$

Estas expresiones se obtienen a partir de los valores de tirante y velocidad para una cierta sección. Es decir corresponde a los valores puntuales a ella. En general la resolución numérica del perfil de superficie libre, ya sea a partir del HEC-RAS o de cualquier otro modelo, hace la hipótesis que la energía que se disipa entre dos secciones se puede estimar a partir de las respectivas pendientes motrices.

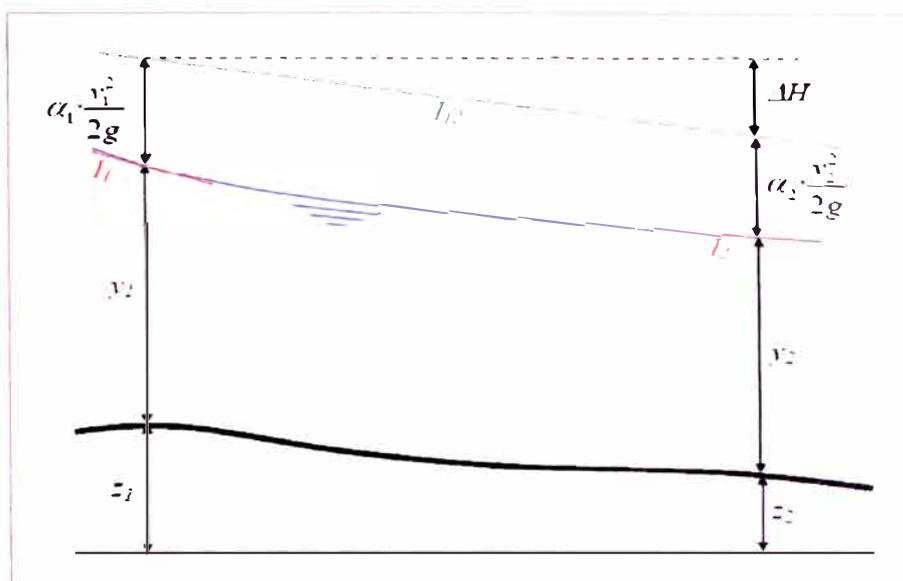


Fig. 1.12. Interpolación de la pendiente motriz en cada sección. (a)

HEC-RAS permite estimar dicha pendiente motriz  $I_{12}$  a partir de distintas ponderaciones.

Ecuación de factor de transporte medio:

$$I_{12} = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_{T1} + K_{T2}} \right)^2 \quad (1.45)$$

Con la media aritmética, geométrica y armónica respectivamente:

$$I_{12} = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad I_{12} = \sqrt{I_1 I_2} \quad I_{12} = \frac{2I_1 I_2}{I_1 + I_2} \quad (1.46)$$

El método más común es el de la media aritmética, cada uno resulta idóneo para diferentes casos. HEC-RAS permite la opción de que el mismo selecciones el método más idóneo para cada caso.

(a) Fuente de las figuras: Flumen: Aspectos generales del cálculo en lámina libre en régimen permanente gradualmente variado, 2004, UPC Barcelona.

### Factor de transporte (k)

Se calcula subdividiendo la sección en aquellos tramos en donde cambia el coeficiente de Manning. Por defecto cambia en las llanuras derecha e izquierda y el canal principal.

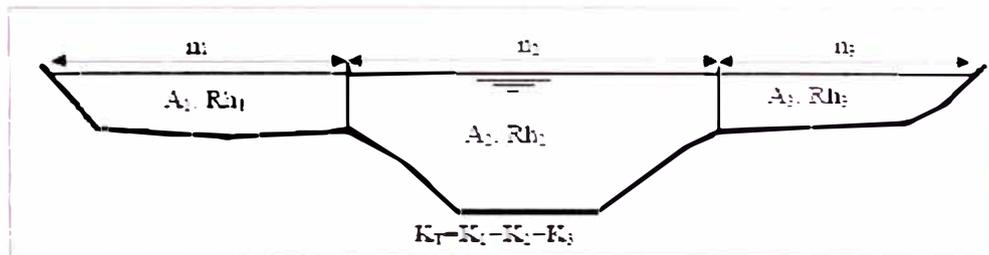


Fig. 1.13. Distribución de la sección para obtener el factor de transporte  $K_T$ . <sup>(a)</sup>

### Longitud ponderada aguas abajo

La longitud  $L_{12}$  entre las dos secciones de cálculo, se obtiene como valor ponderado de las distancias respectivas desde cada porción de la sección a la que se encuentra aguas abajo con el reparto de caudales en cada una de dichas porciones.

$$L_{12} = \frac{L_{12izq}Q_{12izq} + L_{12centr}Q_{12centr} + L_{12der}Q_{12der}}{Q_{total}} \quad (1.47)$$

El reparto de caudales se determina en base al área activa de flujo en cada zona de la sección transversal.

### Ponderación del coeficiente de Manning en el cauce central

El coeficiente de fricción de Manning se divide, por defecto, en las tres partes mencionadas aunque en este caso puede configurarse para tener en cuenta más puntos de cambio dentro de la sección. El flujo en el cauce principal solo se subdivide cuando el coeficiente de fricción cambia dentro de él. Sólo en dos casos el programa obtiene un valor equivalente del coeficiente de Manning dentro del cauce principal:

- 1) Si la pendiente transversal del cauce principal es superior a 5H:1V.
- 2) El coeficiente de fricción varía dentro del cauce principal.

En tal caso, HEC-RAS debe calcular un valor global del coeficiente de Manning para toda la sección. Se utiliza la ponderación con el perímetro mojado usando la ecuación de Einstein Horton:

$$n_{total} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1.5}}{P_{total}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (1.48)$$

Donde:

$P_i$  es el perímetro mojado del tramo  $i$  de la sección.

$n_i$  es el coeficiente de Manning del tramo  $i$  de la sección.

$P_{Total}$  es el perímetro mojado de la sección completa.

$N$  es el número de partes en las que se divide el cauce central.

### Coeficiente de Coriolis

Como es obvio por el propio concepto detrás del coeficiente de Coriolis, se utiliza en HEC-RAS una mera aproximación al mismo. De hecho, en realidad se trata de un procedimiento que permite ponderar la energía cinética dentro de la sección. Ello resulta necesario, en el momento en que se acepta la distribución del caudal en las tres zonas en que se divide ésta.

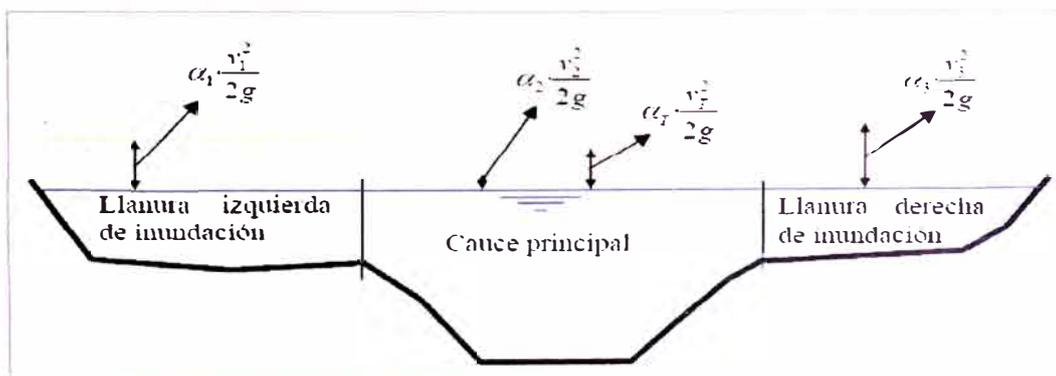


Fig. 1.14 Valor ponderado de la energía cinética. (a)

(a) Fuente de las figuras: Flumen: Aspectos generales del cálculo en lámina libre en régimen permanente gradualmente variado, 2004. UPC Barcelona.

Todo el proceso se basa en establecer la siguiente relación:

$$\alpha_T \frac{V_T^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^3 Q_i \frac{V_i^2}{2g}}{\sum_{i=1}^3 Q_i} \quad (1.49)$$

Despejando convenientemente por el factor de transporte:

$$\alpha_T = \frac{\sum_{i=1}^3 \frac{K_i^3}{A_i^2}}{\frac{K_T^3}{A_T^2}} \quad (1.50)$$

Donde:

- $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  son el factor de transporte de la llanura de inundación izquierda, cauce central y llanura derecha.
- $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  son las áreas correspondientes a cada una de dichas zonas.
- $K_T$  es el factor de transporte total de la sección.
- $A_T$  es el área total de la sección.

### Pérdidas de carga localizadas

Las pérdidas de carga localizadas que considera por defecto son pérdidas por ensanchamiento y contracción. La metodología de cálculo es como sigue:

$$\Delta H_{local} = \lambda \left| \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right| \quad (1.51)$$

Donde  $\lambda$  es el coeficiente de pérdidas de carga localizadas. Por defecto HEC-RAS considera  $\lambda=0.1$  si hay una contracción de sección y  $\lambda=0.3$  en el caso de ensanchamiento en el sentido del flujo.

El programa asume cualquier aumento de velocidad en el sentido del flujo como una contracción y cualquier disminución de la velocidad como un ensanchamiento. Es decir, incluso en el caso de un canal prismático bajo condiciones de flujo gradualmente variado, HEC-RAS asume las pérdidas de carga localizadas por contracción y ensanchamiento por el mero hecho de darse

un cambio en la velocidad. En tal caso particular (canal prismático) puede ser recomendable imponer que dichos coeficientes sean nulos.

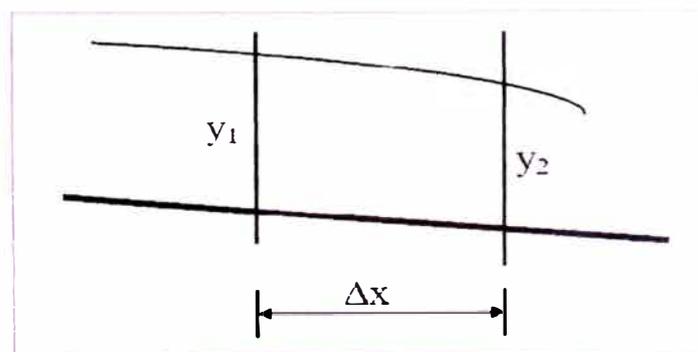
### Método de cálculo

Dado el caudal y la elevación de la superficie de agua inicial, el objetivo del Método del Paso Estándar es calcular la elevación de la superficie de agua en la sección adyacente. Los cálculos pueden proceder de aguas arriba hacia aguas abajo o viceversa, dependiendo del régimen de flujo. Para esto el número adimensional de Froude ( $Fr$ ) es utilizado para caracterizar dichos regimenes:

- $Fr < 1$  flujo subcrítico.
- $Fr > 1$  flujo supercrítico.
- $Fr = 1$  flujo crítico.

Para un escenario supercrítico, muy común en canales naturales, el método de paso directo debe comenzar aguas abajo e ir progresando aguas arriba con la iteración en las secciones adyacentes.

Así pues, dadas dos secciones contiguas distantes  $\Delta x$ , entre ambas se puede plantear el balance de energía a partir de la ecuación 1.41.



*Fig. 1.15 Nomenclatura típica de las secciones usadas para el cálculo de la superficie libre.*

Por ejemplo, se conoce la condición de contorno en la sección 1 ( $y_1$ ) y se pretende calcular el perfil de la superficie libre aguas abajo, es necesario proceder como sigue: supuesto conocido el tirante en la sección 1 ( $y_1$ ) se asume un valor  $y_2^*$  a partir del que se puede determinar el área mojada correspondiente

$A_2(y_2^*)$ , con ella, la velocidad media  $v_2(y_2^*)$  y su radio hidráulico  $R_{h2}(y_2^*)$  y factor de transporte  $k_2(y_2^*)$ . Así se puede determinar su pendiente motriz  $I_2(y_2^*)$ . Substituyendo en el balance de energía se puede verificar si los dos miembros calculados de la son realmente iguales. En caso afirmativo el proceso finaliza y en caso contrario es necesario proceder con una nueva iteración. El problema consiste en determinar un nuevo valor de  $y_2$  para poder continuar con el proceso iterativo.

En general, sea cual sea la sección en la que se conoce el tirante, la expresión (1.41) se puede escribir:

$$H(y_1) = H(y_2) + \varepsilon \cdot \Delta H_{12}(y_2) \quad (1.52)$$

Donde,

Si el régimen es rápido,  $\varepsilon = 1$  y el extremo 1 es el extremo aguas arriba, y si el régimen es lento,  $\varepsilon = -1$  y el extremo 1 es el extremo aguas abajo.

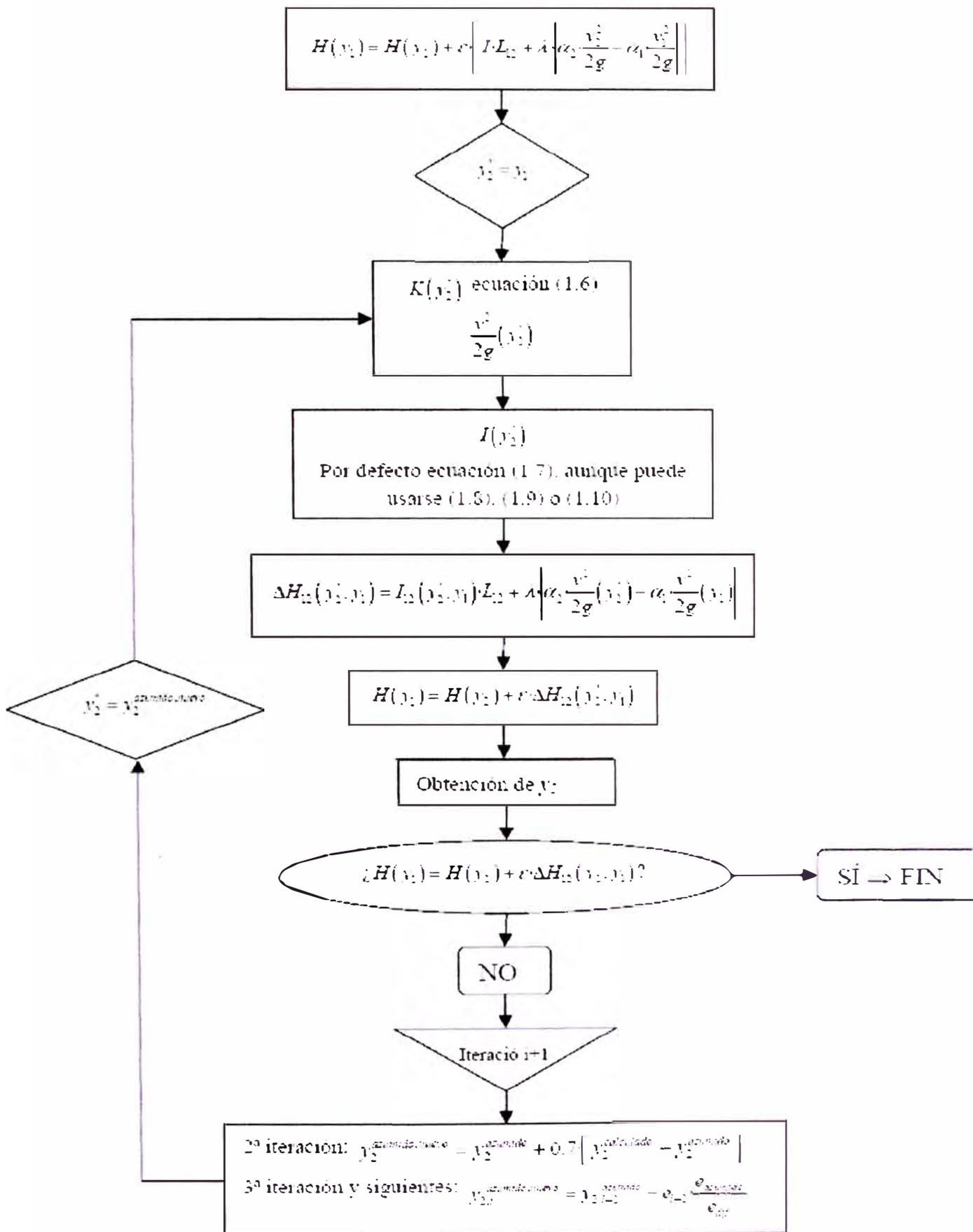


Fig. 1.16 Procedimiento de cálculo seguido por HEC-RAS para la resolución del balance de energía entre dos secciones (Fuente: Idem).

### 1.2.4.2. FESWMS – 2DH (FINITE ELEMENT SURFACE WATER MODELING SYSTEM - TWO DIMENSIONAL DEPTH AVERAGE)

Este sistema de modelación de agua superficial ha sido implementado para la Administración Federal de Caminos de los EEUU (FHWA), principalmente para evaluar condiciones complejas en cruces de carreteras por cursos de agua, cuando el análisis convencional basado en cálculos unidimensionales no proporciona suficiente nivel de detalles para los objetivos del estudio. Traducido como “Sistema de Modelación de aguas superficial mediante elementos finitos: Flujo bidimensional en el Plano horizontal”, este modelo fue desarrollado por Dave Froehlich (1989).

Están escritos totalmente en lenguaje FORTRAN 77, el FESWMS es un modulo de 4 programas requeridos para el procesamiento de los datos:

DINMOD, se encarga de los datos de entrada, preparación del programa.

FLOMOD, contiene el modelo para el flujo.

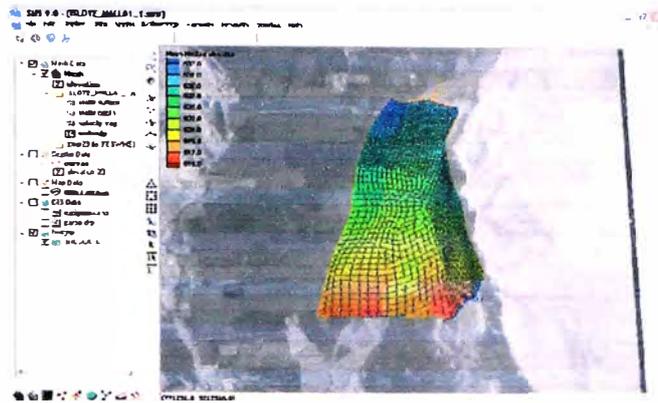
ANOMOD, simula los datos de salida y

HPLOT, realiza las conversiones graficas necesarias.

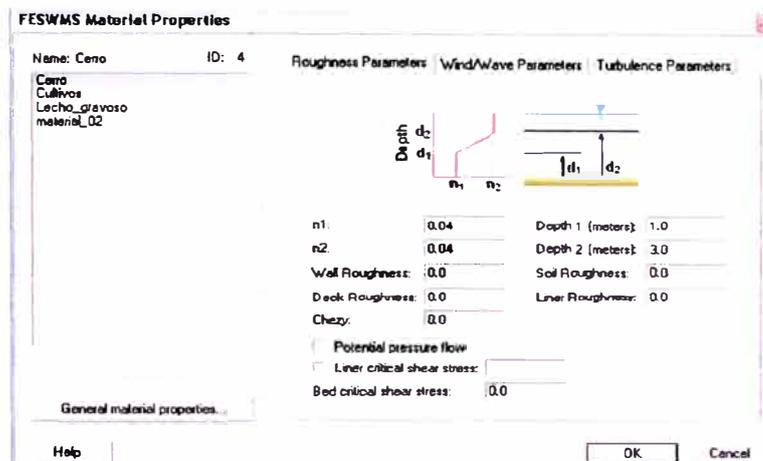
```
FESWMS FST2DH was developed for the U.S. Federal Highway Administration  
by David C. Froehlich, Ph.D., P.E. Sale or distribution for profit in  
any way of this software or any accompanying documentation is strictly  
prohibited and will be prosecuted to the fullest extent possible.  
  
==> FHWA FESWMS -- FST2DH Release 3.2.2 <==  
  
Quod ab initio non valet in tractu temporis non conualescit. - Anon.  
<What is begun poorly does not get better with time.>  
  
Project file name [fst2dh.fpr]?
```

Fig. 1.17. FESWMS ejecutado desde el MS - DOS.

Para la interacción con una interface gráfica del modelo, se empleó el software comercial SMS 9.0 (*Surface Water Modeling System, versión 9.0 del año 2006*) desarrollado por el Laboratorio de Investigaciones en Modelación Ambiental de la Universidad Brigham Young (Utah - EEUU) con licencia para fines académicos, el cual permite trabajar con la interfaz grafica de usuario para el FESWMS.



(a)



(b)

Fig. 1.18: a) Ventana principal del SMS 9.0 b) Una de las ventanas para el modelo FESWMS.

## INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Para comprender el esquema de cálculo que emplea el modelo FESWMS, es necesario realizar una introducción al método de elementos finitos, la cual es una técnica alternativa para la resolución de las ecuaciones planteadas en el subcapítulo 1.2. Representa una técnica novísima por su empleo actual en comparación con los métodos de diferencias finitas, pero no ofrece ninguna ventaja en particular para problemas unidimensionales, en contraste con un análisis bidimensional.

La principal ventaja del método de elementos finitos es la capacidad de trabajar con bordes y contornos irregulares y grillas refinadas.

Para el caso bidimensional se pueden definir las formas lineales, cuadráticas o de mayor orden de las funciones. A modo de ejemplo se usará las coordenadas locales ( $\varepsilon$  y  $\eta$ ) para los elementos cuadriláteros.

Una transformación de las coordenadas permite convertir las coordenadas locales en coordenadas globales  $x_1$ ,  $x_2$ . Ambas coordenadas locales varían en un rango de -1 a +1.

Las funciones de forma son:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1-\varepsilon)(1-\eta) \\ N_2 &= \frac{1}{4}(1+\varepsilon)(1-\eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1+\varepsilon)(1+\eta) \\ N_4 &= \frac{1}{4}(1-\varepsilon)(1+\eta) \end{aligned} \quad (1.53)$$

La transformación de coordenadas es:

$$\begin{aligned} x_1 &= x_{10} + \frac{\partial x_1}{\partial \varepsilon} d\varepsilon + \frac{\partial x_1}{\partial \eta} d\eta \\ x_2 &= x_{20} + \frac{\partial x_2}{\partial \varepsilon} d\varepsilon + \frac{\partial x_2}{\partial \eta} d\eta \end{aligned} \quad (1.54)$$

En general para la integración en dos dimensiones, se usan las coordenadas locales que pueden ser escritas como:

$$\iint f(x_1, x_2) dx_1 dx_2 = \iint f(x_1, x_2) |\det J| d\varepsilon d\eta \quad (1.55)$$

Donde  $J$ , es el Jacobiano de la transformación de coordenada:

$$J = \begin{pmatrix} \frac{\partial x_1}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial x_1}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x_2}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial x_2}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (1.56)$$

$|\det J|$  es el valor absoluto del determinante de la matriz J, y con el propósito de completar la integración,  $f(x_1, x_2)$  debe ser transformado en  $f(\varepsilon, \eta)$ . Resultando:

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial N}{\partial x_1} \\ \frac{\partial N}{\partial x_2} \end{pmatrix} = |J|^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon} \\ \frac{\partial N}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (1.57)$$

$|J|^{-1}$  es la inversa de J.

**El orden de interpolación:** Las funciones de forma de mayor orden, son preferidas si las variables cambian rápidamente. Es posible usar elementos lineales si el tamaño del elemento es suficientemente pequeño. Sin embargo esto es usualmente más eficiente que usar elementos de mayor orden.

Siempre se hace necesario usar interpolaciones mixtas, por ejemplo para resolver las ecuaciones de Navier – Stokes, la velocidad es interpolada con funciones de forma cuadrática (8 a 9 nodos), la presión es interpolada con la misma área usando funciones de forma lineal.

Las funciones de forma pueden expresarse como derivadas parciales:

Así:

$$\Psi = N_1 \Psi_1 + N_2 \Psi_2 + N_3 \Psi_3 \quad (1.58)$$

Entonces:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x_i} = \frac{\partial N_1}{\partial x_i} \Psi_1 + \frac{\partial N_2}{\partial x_i} \Psi_2 + \frac{\partial N_3}{\partial x_i} \Psi_3 \quad (1.59)$$

**Convergencia:** Para que el método de elementos finitos converja hacia la solución correcta debe de cumplir las siguientes pautas:

- 1) Como el tamaño de los elementos disminuye a cero, los valores del nodo de  $\Psi$  comienzan idénticos y las funciones de forma dan valores constantes en todo el elemento. Esto es llamado el “requerimiento de completación”.
- 2) Si la ecuación gobernante es de orden “n”, entonces la variable y su derivada debe ser continua en todo el borde en el orden al menos de “n-1”. Esto es el “requerimiento de compatibilidad”.

**Método de Galerkin:** El primer paso para la resolución de las ecuaciones diferenciales, es convertirlas a una ecuación integral. Para esto las siguientes aproximaciones de elementos finitos son disponibles: Método Directo, Método Variacional y el Método de los Residuos ajustados, siendo este último el método más general.

El Método de Galerkin representa una clasificación dentro del método de los Residuos Ajustados y tiene la peculiaridad de poseer un amplio uso en los modelos actuales tales como el FESWMS. Este método es usado en las ecuaciones diferenciales de la forma general:

$$Lu - f(x_j) = 0 \quad (1.60)$$

Donde: L es un operador diferencial y u es la variable dependiente. El método trabaja forzando el error de aproximación a cero, si la solución aproximada es  $u_{aprox}$  entonces el error  $E'$  de aproximación es definida como:

$$E' = Lu_{aprox} - f(k_j) \quad (1.61)$$

El error es forzado a cero convirtiéndolo ortogonal al conjunto de "r" funciones ajustadas linealmente independientes,  $N_r$ . Resultando un producto interior (producto escalar) entre el error y todas las funciones ajustadas, y es igual a cero

$$\begin{aligned} 1(N_r, E') &= 0 \\ (N_r, E') &= |N_r| |E'| \cos \theta \end{aligned} \quad (1.62)$$

El paréntesis indica el producto interior (producto escalar) que puede ser representado así:

$$\int_R N_r [Lu_{aprox} - f(x_j)] dR = 0 \quad (1.63)$$

Las ecuaciones que resultan del proceso de Galerkin pueden contener derivadas de mayor orden. Así se tiene por ejemplo a las funciones de forma que son continuas a los elementos de borde en la variable, pero no en sus derivadas, cualquier derivada de mayor orden debe ser expresada como primer orden. Para esto se tienen herramientas como el teorema de Green – Gauss (integración por partes):

$$\int u dv = uv - \int v du \quad (1.64)$$

Para algunas soluciones numéricas de ecuaciones diferenciales, el espacio entre nodos puede influir en la exactitud del resultado. Esto ocurre si la solución cambia muy rápidamente el tiempo o espacio tal que la función de forma no puede interpolar el valor adecuadamente.

Para cualquier método numérico a emplearse, se debe tomar en cuenta que los cambios en la grilla o espacio de nodo no cambian los resultados. Esto es llamado "independencia de grilla", esto es una condición requerida para que los resultados computados sean confiables.

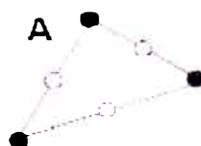
El modelo hidrodinámico FESWMS en dos dimensiones para régimen subcrítico y supercrítico, se basa en la teoría de elementos finitos,

El método de elementos finitos que se emplea es el método de Galerkin, en el cual las soluciones durante el proceso de iteración se dividen en regiones físicas llamadas elementos.

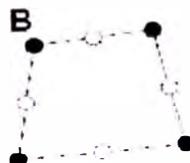
Dichos elementos bidimensionales pueden ser de forma triangular o cuadrangular y son definidos por nodos conectados a lo largo de los bordes e interiores de dichos elementos, los cuales conforman el dominio computacional o malla.

Se emplean los siguientes elementos bidimensionales:

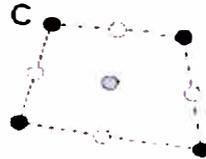
- A. **TRIÁNGULO 6 NODOS** (3 nodos vértices y tres puntos medios).



- B. **CUADRILÁTERO OCHO NODOS** al azar (4 nodos vértices y 4 puntos medios).



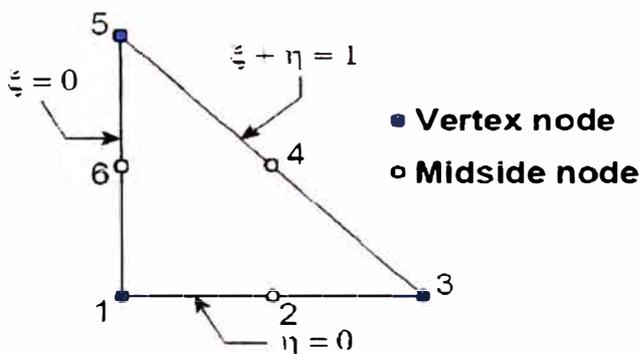
C. CUADRILÁTERO NUEVE NODOS de Lagrange (4 nodos vértices y 4 puntos medios, 1 nodo central).



Cada nodo esta asociado a tres grados de libertad U, V ,H, en donde se utiliza una interpolación mixta con el objetivo de llegar a la estabilidad de la solución numérica. La solución del elemento finito produce un conjunto de ecuaciones generales discretizadas. Debido a la no linealidad de la inercia y fricción de fondo, el coeficiente de la matriz durante el método de elementos finitos será no – simétrico.

Los sistemas simultáneos no - lineales de ecuaciones son resueltas usando una estrategia que combina iteraciones completas de Newton e iteraciones parciales de Newton. <sup>(a)</sup>

Figura 1.19. Funciones de interpolación en coordenada natural para elemento triangular (A) <sup>(a)</sup>



**Linear Interpolation Functions**

**Vertex nodes:**

$$M_1 = 1 - \xi - \eta$$

$$M_3 = \xi$$

$$M_5 = \eta$$

**Quadratic Interpolation Functions**

**Vertex nodes:**

$$N_1 = (1 - \xi - \eta)(1 - 2\xi - 2\eta)$$

$$N_3 = \xi(2\xi - 1)$$

$$N_5 = \eta(2\eta - 1)$$

**Midside nodes:**

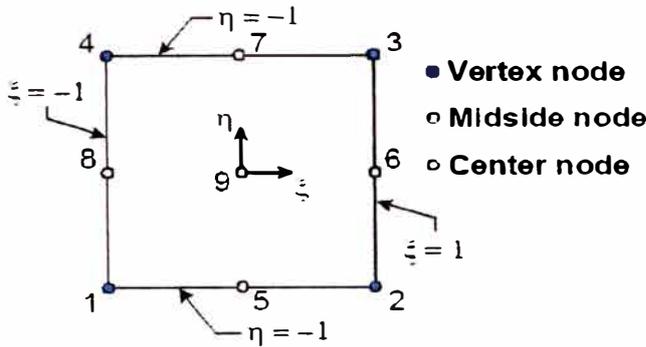
$$N_2 = 4\xi(1 - \xi - \eta)$$

$$N_4 = 4\xi\eta$$

$$N_6 = 4\eta(1 - \xi - \eta)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \sum_{i=1}^n N_i^{*(e)} u_i^{(e)} \right) = \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i^*}{\partial x} u_i^{(e)}$$

Figura 1.20. Funciones de interpolación en coordenada natural para elemento cuadrangular "Lagrangiano" (C) <sup>(a)</sup>



**Linear Interpolation Functions**

Vertex nodes

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{1}{4} (1 - \xi)(1 - \eta) \\
 M_2 &= \frac{1}{4} (1 + \xi)(1 - \eta) \\
 M_3 &= \frac{1}{4} (1 + \xi)(1 + \eta) \\
 M_4 &= \frac{1}{4} (1 - \xi)(1 + \eta)
 \end{aligned}$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad [J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix}$$

**Quadratic Interpolation Functions**

Vertex nodes

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{4} \xi \eta (1 - \xi)(1 - \eta) \\
 N_2 &= -\frac{1}{4} \xi \eta (1 + \xi)(1 - \eta) \\
 N_3 &= \frac{1}{4} \xi \eta (1 + \xi)(1 + \eta) \\
 N_4 &= -\frac{1}{4} \xi \eta (1 - \xi)(1 + \eta)
 \end{aligned}$$

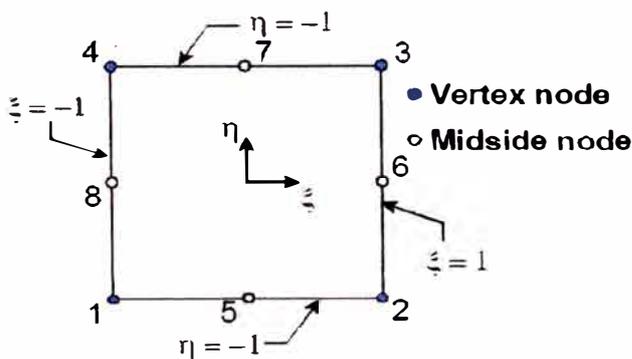
Midside nodes

$$\begin{aligned}
 N_5 &= -\frac{1}{2} \eta (1 - \xi^2)(1 - \eta) \\
 N_6 &= \frac{1}{2} \xi (1 + \xi)(1 - \eta^2) \\
 N_7 &= \frac{1}{2} \eta (1 - \xi^2)(1 + \eta) \\
 N_8 &= -\frac{1}{2} \xi (1 - \xi)(1 - \eta^2)
 \end{aligned}$$

Center node

$$N_9 = (1 - \xi^2)(1 - \eta^2)$$

Figura 1.21. Funciones de interpolación en coordenada natural para elemento cuadrangular (B) <sup>(a)</sup>



**Linear Interpolation Functions**

**Functions**

**Vertex nodes:**

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{1}{4} (1 - \xi)(1 - \eta) \\
 M_2 &= \frac{1}{4} (1 + \xi)(1 - \eta) \\
 M_3 &= \frac{1}{4} (1 + \xi)(1 + \eta)
 \end{aligned}$$

**Quadratic Interpolation Functions**

**Vertex nodes:**

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -\frac{1}{4} (1 - \xi)(1 - \eta)(1 + \xi + \eta) \\
 N_2 &= -\frac{1}{4} (1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \xi + \eta) \\
 N_3 &= -\frac{1}{4} (1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \xi - \eta) \\
 N_4 &= -\frac{1}{4} (1 - \xi)(1 + \eta)(1 + \xi - \eta)
 \end{aligned}$$

**Midside nodes:**

$$\begin{aligned}
 N_5 &= \frac{1}{2} (1 - \xi^2)(1 - \eta) \\
 N_6 &= \frac{1}{2} (1 + \xi)(1 - \eta^2) \\
 N_7 &= \frac{1}{2} (1 - \xi^2)(1 + \eta) \\
 N_8 &= \frac{1}{2} (1 - \xi)(1 - \eta^2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix}$$

$$|J| = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi}$$

El objetivo del diseño de la malla de elementos finitos, es crear una representación del cuerpo de agua que proporcione una adecuada aproximación de las soluciones a las ecuaciones gobernantes a un razonable costo. Esto implica la dimensión, la forma, el número y el tamaño de cada elemento los cuales dependerán de las condiciones físicas del tramo y criterio del modelador.

(a)

## RÉGIMEN PERMANENTE Y ESTABILIDAD

Desde el punto de vista matemático, las ecuaciones que gobiernan las ecuaciones de flujo con profundidad media, generan problemas mixtos de valores iniciales y condiciones de borde. Cuando es especificado un incorrecto número de condiciones de borde o condiciones de borde con errores, pequeños cambios en las condiciones de borde puede resultar en soluciones con muchas variaciones en el interior de la región a modelar.

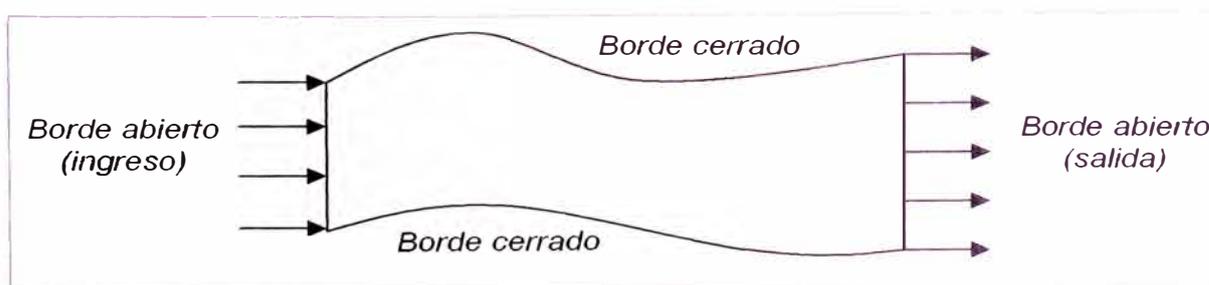
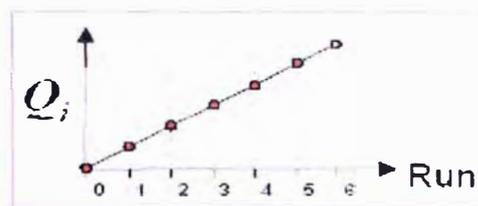
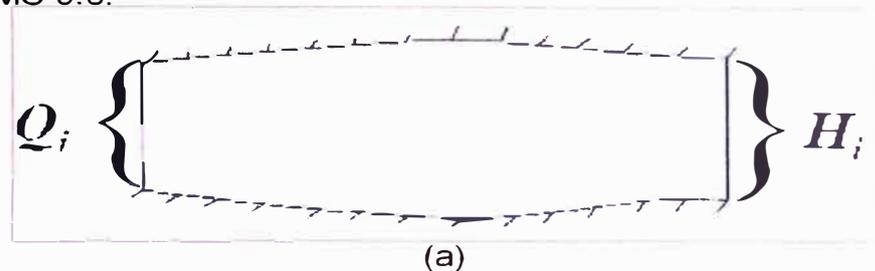


Fig. 1.22. Tipos de borde en la región a modelar.

- (a) Fuente de párrafos, figuras y ecuaciones: US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – FHWA - User's manual for FESWMS FST2DH, 2003, pp 2-1, 2-2, 2-3, 2-4, 5-3.

En el siguiente gráfico se explica la solución a estos problemas de convergencia y propagación de errores, para un caudal  $Q_i$  de entrada y una altura final de elevación de agua  $H_i$ . <sup>(b)</sup>

Esta aplicación se encuentra en la herramienta Steering module – FESWMS Spindown del SMS 9.0.



● Puntos intermedios de iteración

○ Objetivo final

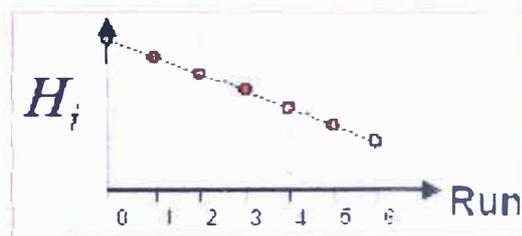


Fig. 1.23: a) b) c) Estrategia para el incremento de valores – Steering Module. <sup>(b)</sup>

Para un tiempo  $t=0$  (paso 0) en el análisis todos los puntos toman el valor de  $H_i$ , así para el paso 1, 2, 3, 4, 5 los valores van convergiendo mediante iteraciones, finalmente en el paso 6 se obtiene los valores de  $Q$  y  $H$  según el modelo.

Las simulaciones pueden realizarse por dos vías:

- Cuando el resultado de una simulación previa es disponible, estos pueden ser usados como condiciones iniciales para una subsiguiente ejecución del programa si las condiciones de borde o la malla han sido modificados en forma mínima. Sin embargo, las soluciones no podrían converger si los cambios en las condiciones de borde son demasiados y la malla ha sido modificada significativamente.

- Cuando el modelo acaba de ser diseñado y no existe ninguna solución anterior disponible, las condiciones iniciales son desconocidas entonces la misma elevación de agua es asignada a todos los puntos en la malla de elementos finitos desde la elevación del lecho hasta obtener la profundidad de agua en una serie de iteraciones.

## PRINCIPALES VARIABLES QUE INGRESAN EN LA CALIBRACIÓN DEL MODELO <sup>(a)</sup>

### A. ESFUERZOS CORTANTES EN EL LECHO

$$\tau_{bx} = \rho c_f m_b \frac{q_1 \sqrt{q_1^2 + q_2^2}}{H^2}$$

$$\tau_{by} = \rho c_f m_b \frac{q_2 \sqrt{q_1^2 + q_2^2}}{H^2} \quad (1.65)$$

$$c_f = \frac{gn^2}{\Phi_n^2 H^{1/3}} = \frac{g}{C^2}$$

$c_f$  = coeficiente adimensional de fricción de lecho.

$m_b$  = factor que estima el incremento del esfuerzo cortante causado por la pendiente del lecho.

$n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning.

$\Phi = 1$  (Sistema Internacional de Unidades).

$c$  = Coeficiente de descarga de Chezy.

Una vez definido el valor del Coeficiente de Manning, se procede a ingresar al modelo, para lo cual se requiere de un criterio hidráulico adecuado para poder responder a las variaciones que pueden presentarse. Estas variaciones se pueden resumir en tres ejemplos que servirán de referencia y se muestran a continuación (US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – FHWA - User's manual for FESWMS FST2DH):

### Variación del tirante en un canal de ancho uniforme

Según condiciones de borde: al inicio con un tirante aplicado de 1 m y con caudal a la salida de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ., para un canal horizontal construido con elementos tal como se muestra en la figura.

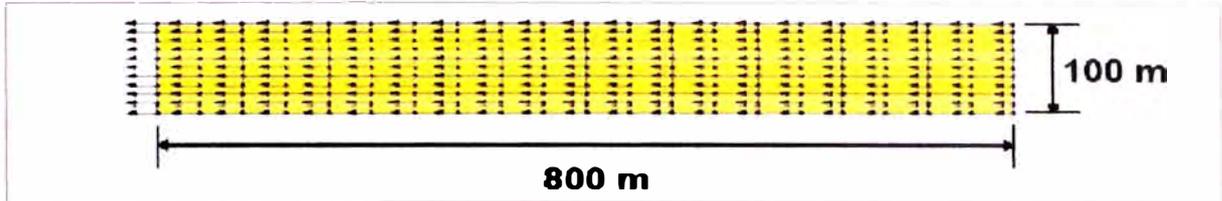


Fig. 1.24. Canal de ancho uniforme. <sup>(a)</sup>

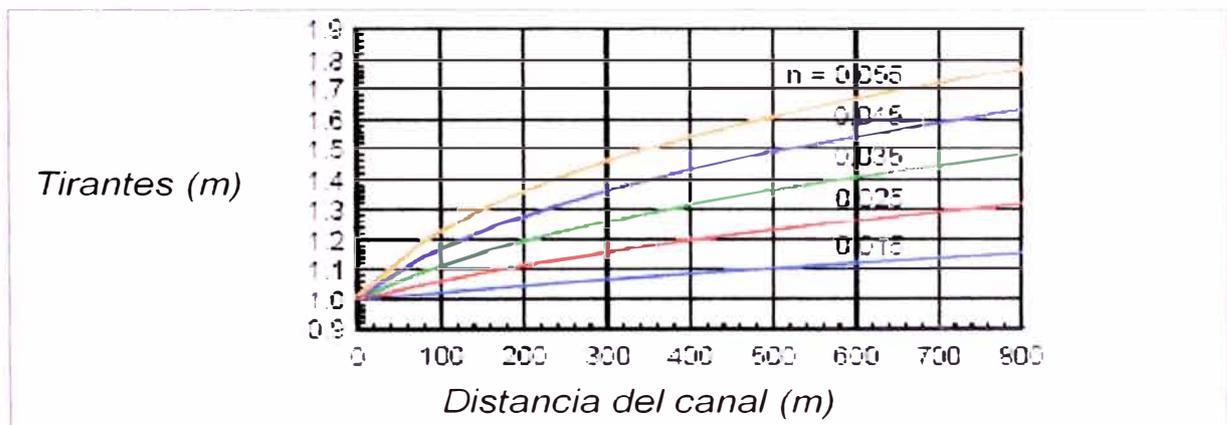


Fig. 1.25. Variación de tirantes en función del coeficiente de Manning en un canal de ancho uniforme. <sup>(a)</sup>

Las elevaciones de la superficie de agua en el canal son sensibles a la variación del coeficiente de Manning.

### Variación del tirante en un canal de ancho variable

Según condiciones de borde: al inicio con un tirante aplicado de 1 m, con caudal a la salida de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  y un estrechamiento de 20 m en el centro para un canal construido con elementos tal como se muestra en la figura.

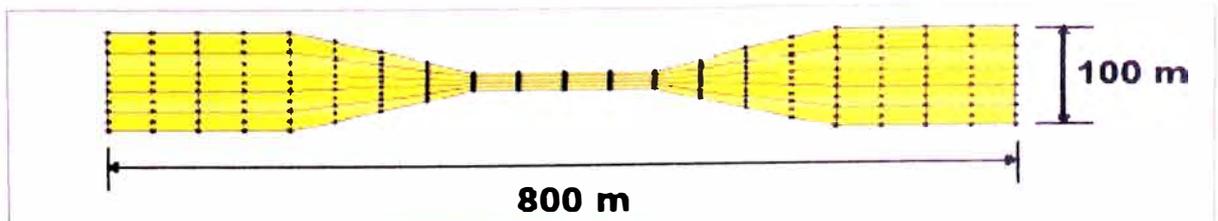


Fig. 1.26. Canal con estrechamiento en el centro. <sup>(a)</sup>

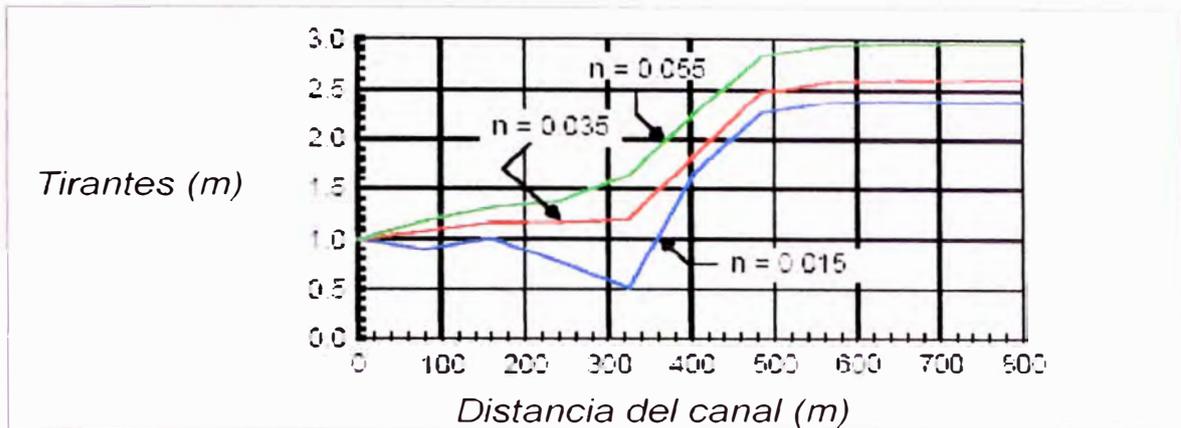


Fig. 1.27. Variación de tirantes en función del coeficiente de Manning en un canal con estrechamiento en el centro. <sup>(a)</sup>

Las elevaciones de la superficie de agua en el canal son muy sensibles a la variación del coeficiente de Manning.

## B. ESFUERZOS CORTANTES LATERALES CAUSADOS POR TURBULENCIA

$$\begin{aligned}\tau_{xx} &= \rho v_t \left( \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial x} \right) \\ \tau_{xy} = \tau_{yx} &= \rho v_t \left( \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \\ \tau_{yy} &= \rho v_t \left( \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial y} \right)\end{aligned}\tag{1.66}$$

$\tau$  = esfuerzo causado por turbulencia.

$v_t$  = Kinematic Eddy Viscosity (Viscosidad aparente) o coeficiente de intercambio turbulento.

$$\Gamma = \frac{v_t}{\sigma_t}\tag{1.67}$$

$\Gamma$  = transferencia de masa o calor, relaciona la viscosidad aparente y el Eddy Diffusivity (difusividad aparente). Donde se puede considerar al Número de Prandtl  $\sigma_t = 1$ .

Se define entonces para un canal natural abierto, la viscosidad aparente en función de la velocidad de corte y profundidad.

$$v_t = (0.6 \pm 0.3)u_*H\tag{1.68}$$

El FESWMS resuelve la viscosidad aparente mediante la siguiente relación:

$$v_t = v_{to} + c_{u1}u_*H + c_{u2}|J|\sqrt{\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2} \quad (1.69)$$

$v_{to}$  = kinematic eddy viscosity base (viscosidad aparente base).

$c_{u1}$ ,  $c_{u2}$  = coeficientes adimensionales.

$|J|$  = determinante de la matriz jacobiana de la transformación de coordenadas de elementos.

### Variación del tirante en un canal de ancho uniforme

Según condiciones de borde: al inicio con un tirante aplicado de 1 m y con caudal a la salida de 100 m<sup>3</sup>/s para un canal horizontal construido con elementos tal como se muestra en la figura.

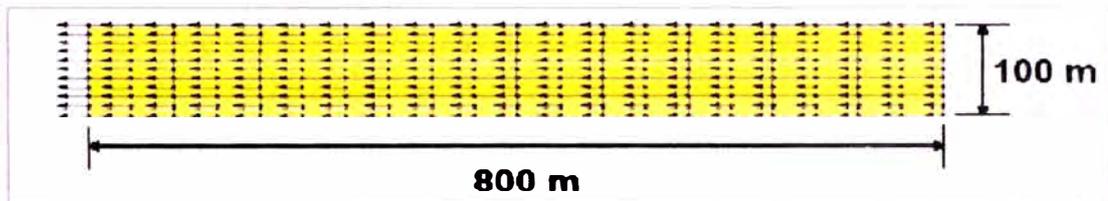


Fig. 1.28. Canal de ancho uniforme. (a)

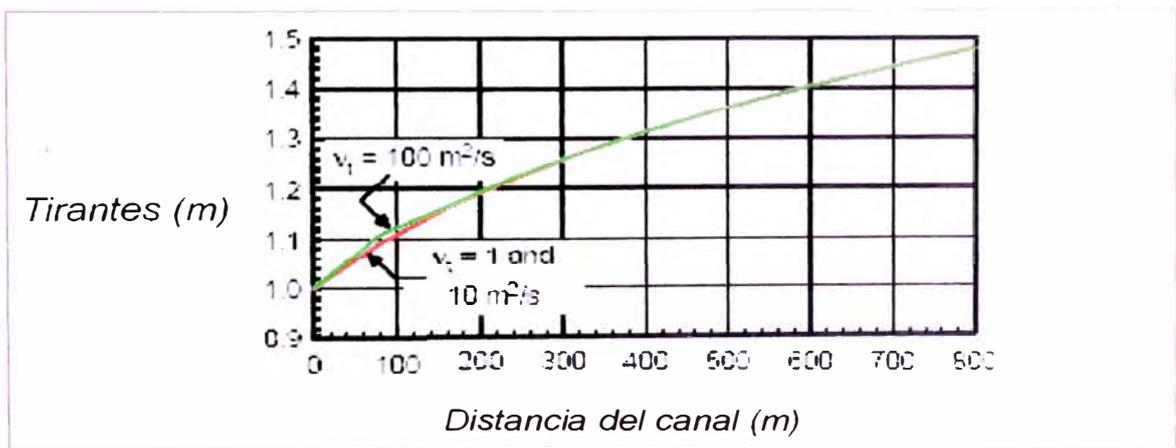


Fig. 1.29. Variación de tirantes en función de la viscosidad aparente en un canal de ancho uniforme. (a)

Los efectos de la viscosidad aparente serán representativos donde el gradiente de velocidad sea mayor (cerca del final aguas abajo).

### Variación del tirante en un canal de ancho variable

Según condiciones de borde: al inicio con un tirante aplicado de 1 m, con caudal a la salida de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  y un estrechamiento de 20 m en el centro para un canal construido con elementos tal como se muestra en la figura.

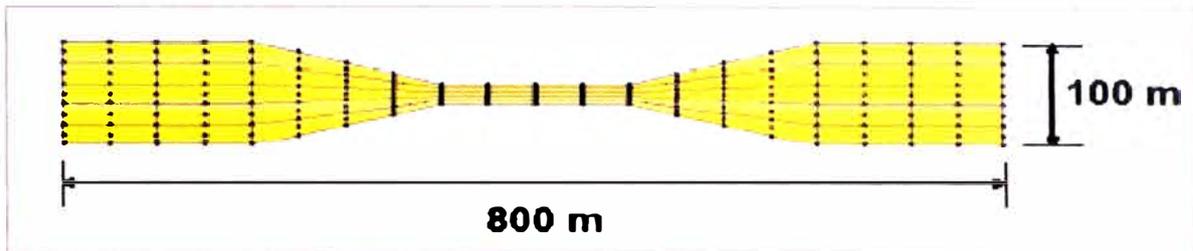


Fig. 1.30. Canal con estrechamiento en el centro. <sup>(a)</sup>

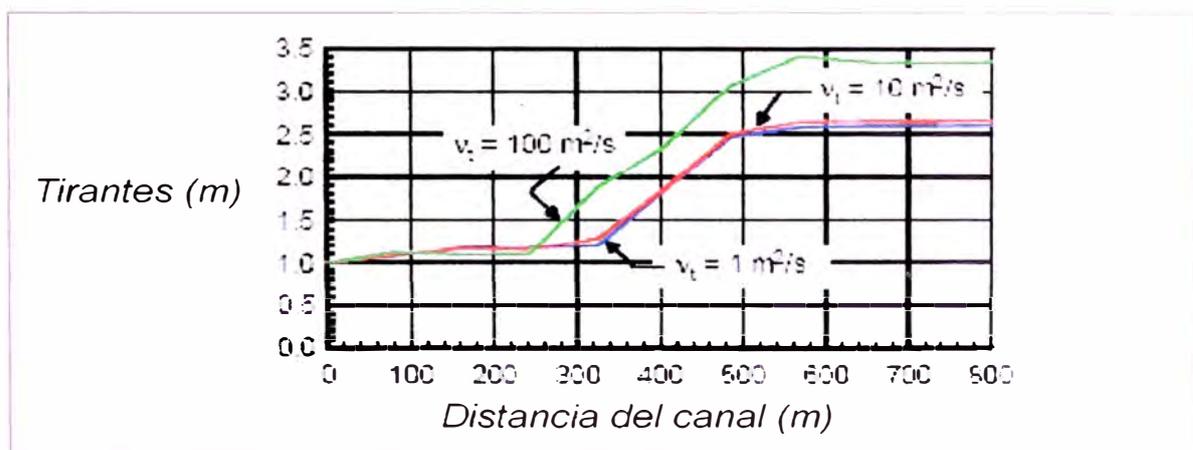


Fig. 1.31. Variación de tirantes en función de la viscosidad aparente en un canal con estrechamiento en el centro. <sup>(a)</sup>

El coeficiente de Viscosidad Aparente en un rango razonable de valores, se traduce en resultados semejantes.

Los valores de  $V_o$  (Viscosidad Aparente), dependen del comportamiento del flujo sobre un material determinado, puede variar desde valores de  $1 \text{ m}^2/\text{s}$  hasta  $100 \text{ m}^2/\text{s}$  en canales naturales, siendo este ultimo valor, una exageración pero no se limita su empleo. <sup>(a)</sup>

(a) US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – FHWA - User's manual for FESWMS FST2DH, 2003, pp 3-20.

(b) SMS OVERVIEW, Two dimensional flow modeling & The surface water modeling System (SMS), 2003, pp 19.

## CAPÍTULO 2: ÁREA DE ESTUDIO

### 2.1. DESCRIPCIÓN

#### 2.1.1. UBICACIÓN HIDROGRÁFICA, GEOGRÁFICA, POLÍTICA, ADMINISTRATIVA DEL CONTEXTO Y EXTENSIÓN.

Según la definición de cuenca hidrográfica, el río Majes pertenece a la cuenca Camaná-Majes-Colca. Esta cuenca se encuentra ubicada al Sur del Perú, y su ámbito está comprendido principalmente en el departamento de Arequipa, aunque también incluye un pequeño sector del Sur del departamento de Cusco y Oeste de Puno. Los planos 1 y 2 (*Anexo 6*) muestran la ubicación de la cuenca respecto a la Carta Nacional y su hidrografía.

La cuenca en estudio presenta los siguientes sectores:

- Sub cuenca del río Colca.
- Sector Majes Intermedio (sub cuencas de los ríos Majes, Huarío y Andamayo).
- Valle de Camaná.
- Irrigación Majes.

En las partes más altas de la cuenca (sector occidental de la Cordillera de Los Andes), se ubican las obras de regulación y trasvase que sirven al Proyecto Majes Siguas y al Sistema Chili Regulado. En la parte alta de la cuenca, se desarrollan pastizales, que son el soporte de una economía basada en la explotación de los camélidos sudamericanos. En las partes media alta y baja se ubican los valles interandinos y pampas costaneras, en donde se desarrolla gran parte de la agricultura. El cauce principal nace con el nombre de río Colca, en la parte media toma el nombre de Majes para desembocar en el Océano Pacífico con el nombre de Camaná. La cuenca Camaná-Majes-Colca se ubica al Norte y al Oeste de la Cuenca Quilca-Chili. <sup>(a)</sup>

(a) ATA - INADE, Diagnóstico Consolidado Del Proyecto Majes-Siguas, Características Generales de la Cuenca, año 2002, pp 5, 6.

Esta cuenca se caracteriza por presentar sectores que utilizan recursos hídricos del Proyecto Majes Sigwas (Valle del Colca, Irrigación Majes, Valle de Sigwas y la Irrigación Santa Rita de Sigwas). Otros sectores, tales como la mayor parte del Valle del Colca, los sectores del Majes Intermedio, el Valle de Camaná y la parte alta de la cuenca Sigwas, son atendidos con recursos hídricos propios.

La cuenca del río “Colca-Majes-Camaná” tiene una extensión de 17 220 Km<sup>2</sup> de la cual el 71.6 %, es decir 12 493 Km<sup>2</sup> corresponde a la cuenca húmeda, denominada así por encontrarse por encima de los 2 800 m.s.n.m, cota fijada como límite del área seca y a partir de la cual se considera que la precipitación pluvial es un aporte efectivo al escurrimiento superficial o aguas de escorrentía. El río Colca-Majes-Camaná tiene una longitud de 450 km representando el sistema fluvial con mayor longitud de la Vertiente del Pacífico. <sup>(a)</sup>



Fig. 2.1. Vista satelital de la cuenca Colca Majes Camaná  
(Fuente Google Earth, año 2000).

(a) MINAG – DRA. AREQUIPA - PERPEC, Expediente Técnico ARCAM 083, año 2005, pp 13.

El Valle de Majes pertenece al sector Majes Intermedio y corresponde totalmente a la sub-cuenca del río Majes. Su ubicación geográfica en coordenadas UTM (PSAD56 – Zona 18 Sur), se encuentra en el rectángulo que varía de la siguiente forma:

ESTE: 764 866 m á 774 158 m

NORTE: 8181709 m á 8247793 m

Políticamente se encuentra en el departamento de Arequipa, provincia de Castilla y abarca los distritos de Uraca, Aplao y Huancarqui. Administrativamente pertenece a la Administración Técnica del Distrito de Riego Camaná Majes (ATDR.CM). La organización en cuanto a la distribución del recurso hídrico de uso agrícola comprende 17 comisiones de regantes o sectores, agrupados en una Junta de Usuarios, de los cuales los sectores Querulpa y Tomaca comparten el área en análisis de la presente investigación, siendo las ubicaciones proyectadas en coordenadas UTM, las siguientes:

Sector	E (m)	N (m)	COTA aprox. (msnm)
QUERULPA	769 906	8 213 799	535
TOMACA	770 058	8 213 414	526

Cuadro 2.1. Ubicación del sector en coordenadas UTM PSAD 56 Zona 18 Sur



Fig. 2.2. Vista satelital: Sector Querulpa – Tomaca, año 2003.

### 2.1.2. CLIMA

En la subcuenca Majes a una altitud media de 610 m s.n.m, predomina el clima desierto sub tropical (d-ST). En cuanto a la temperatura, esta puede llegar hasta los 32 °C, siendo estable la media máxima durante todas las estaciones del año, con un promedio anual de 26,7 °C; la temperatura media mínima presenta variaciones a lo largo del año, siendo menores durante los meses de invierno, con valores de 11,9 °C. La precipitación varía desde Camaná (próxima al nivel del mar) con un promedio anual de 18 mm y en Majes menos de 50 mm al año.  
(a)

### 2.1.3. GEOMORFOLOGÍA DEL RÍO

Se halla dentro de la unidad geomorfológica denominada “planicie costanera”, con un ancho promedio de 45 Km y una cota media de 1 400 m. El río Majes rompe la monotonía del paisaje al abrir un ancho valle provisto de abundante vegetación, corriendo hasta 850 m abajo el nivel de la planicie costanera. El relieve existente es el equilibrio de los fenómenos degradantes y la recuperación en masa. Morfológicamente se encuentra al oeste de la Cordillera Occidental y dentro de la Planicie Costanera.

El drenaje del río Majes nace en la confluencia de los ríos Andamayo y Colca, que en su recorrido desembocan numerosas quebradas tributarias generalmente secas y de régimen irregular.

La presencia de dunas manifiesta la influencia notable del eolismo, muchas de sus depresiones largas y bordes bajos, corresponden a quebradas cubiertas por arena eólica.<sup>(a)</sup>

### 2.1.4. GEOLOGÍA <sup>(a)</sup>

En el Valle se observan rocas metamórficas, ígneas y depósitos sedimentarios, que van desde el Precámbrico hasta el Cuaternario Reciente; solamente nos referiremos a los tipos de roca aledaños al cauce del río.

#### - Grupo Yura (JsKi-Yu).

Aguas arriba de Corire se observan los afloramientos de este Grupo en ambas laderas del Valle, mayormente en la margen derecha y en la confluencia de las Quebradas de Sicera y Huacán frente a Corire en la margen izquierda. En el

trayecto Corire-Huancarqui existen farallones del Grupo Yura de una altura considerable que contrastan con los taludes inclinados de la formación Moquegua. El grupo Yura subyace en el Valle con discordancia angular a la formación Moquegua, pero su base es desconocida. Consiste principalmente de cuarcitas blancos grisáceos, blanco amarillenta, grises y gris oscura, y areniscas blanco grisáceo hacia la base. Las cuarcitas son bastante duras y resistentes.

### - Formación Moquegua

Se encuentra ampliamente distribuida en ambas laderas del Valle en sus dos miembros, el Moquegua Inferior y Moquegua Superior.

#### - Moquegua Inferior (Ts-moi):

Se presenta en ambas laderas del Valle a partir de Corire hasta el intrusivo diorítico-grano diorita, por el norte; tiende a adelgazarse en dirección Sur oeste. En el Valle, el Moquegua Inferior descansa en discordancia angular sobre los grupos Ambo, Yura, y la superficie erosionada del batolito, infrayace al Moquegua Superior con débil discordancia angular.

#### - Moquegua Superior (Ts-mos):

Se encuentra ocupando una gran área en el Valle de Majes, desde la Hacienda El Pedregal hacia el Norte, yacen con suave discordancia erosional con el Moquegua Inferior. Además, reposan directamente sobre el Complejo Basal, la formación Torán y el Batolito.

Se distinguen fácilmente de las tonalidades rojizas del Moquegua Inferior por sus tonalidades claras; por lo general sus capas tiene posición horizontal y algunas veces muestran ligera inclinación al Suroeste. Consiste principalmente de areniscas blancogrisáceas, de grano fino a medio hasta conglomerádicas, con algunas capas de arcilla y conglomerado de cantos chicos.

Conglomerado Aluvial Pleistocénicos (Qpl-al). Son depósitos sedimentarios que se encuentran cubriendo gran parte de las pampas costaneras, es ligeramente consolidado de diferente textura y diagenización; sus elementos mayormente son bien redondeados de gneiss, granodiorita, riolita, traquita, cuarcita, etc. con intercalaciones lenticulares de arcillas grises y cenizas blanquecinas. El conglomerado aluvial Pleistocénico yace en discordancia erosional sobre las rocas de la formación Moquegua, y está en parte cubierto por depósitos eólicos o aluviales más recientes.

Estos depósitos se caracterizan por ser mayormente macizos, y en otros casos con estratificación en bancos gruesos, de posición subhorizontal o suavemente inclinados al Suroeste.

Depósitos Clásticos Recientes en el área se hallan los siguientes depósitos:

**- Terrazas Fluviales (Qr-f).**

Se presentan en ambas márgenes una serie de pequeñas terrazas, la más importante se ubica al norte del Valle de Majes en la parte occidental del río entre la localidad de La Barranca y la Hacienda Quiscay, con un espesor de más o menos 100 m, constituida por un alto porcentaje de rodados ígneos, cuyo 20 % tiene dimensiones que varían entre 1 y 5 m; el resto lo integran cantos guijarros, gravas y arenas.

**- Aluviones (Qr-al)**

Localizados en los lechos de las quebradas Sicera (cerca al estribo izquierdo del Punta Colorada), Huacán, Molles (ubicados al Este de Corire) y a lo largo del cauce del Valle de Majes. El diámetro de los elementos varía desde bloque de 1 m hasta más de 1 m el de partículas de arcilla. Loa de mayor tamaño en las cabeceras de las líneas de drenaje y al pie del flanco andino, como ejemplo se presenta en la quebrada Huacán en cuyas nacientes se hallan rodados de más de 0.80 m. La composición de los aluviones es de gneis, granito, cuarcita, lavas, etc.

**- Depósitos Eólicos (Q-e)**

Consisten en mantos de arena, dunas aisladas, cadenas de dunas y ceniceros o depósitos de ceniza volcánica. Las dunas se hallan en diversos lugares en las pampas costaneras con alturas promedios de 3 m por año. Los depósitos de ceniza volcánica se hallan en las pequeñas quebradas y pie de talud del cauce del Valle, cubierto por delgadas capas de arena eólica en proporción sub. Rocas Intrusivas se hallan en forma abundante al Norte y Noreste, relativamente alejada del área de los Sectores, conformada por rocas del Batolito de La Caldera y corresponden a Dioritas, y ordenada a tonalita, granito y granodiorita, y las filonianas son casi siempre de naturaleza andesítica.

(a) MINAG – DRA. AREQUIPA - PERPEC, Expediente Técnico ARCAM 083, año 2005, pp. 19 - 21.

## 2.2. PROBLEMÁTICA

### 2.2.1. INUNDACIONES, EROSIÓN, COLMATACIÓN DE CAUCES Y FLUJO DE ESCOMBROS – VALLE DE MAJES. <sup>(a)</sup>

La inundación es un fenómeno geodinámico y representa el tipo de desastre natural más costoso del mundo. En la subcuenca Majes (Valle de Majes), este fenómeno se inicia con la erosión de márgenes del río con poca altura ó casi a nivel de cauce y en zonas con terrazas bajas, los cuales ante avenidas ordinarias y extraordinarias, se produce el desbordamiento e inundación. Durante el tránsito de la avenida, ocurre el lavado y arrastre de material sólido a esto se suma los efectos de laminación del flujo generando las condiciones para la sedimentación del lecho y la transformación casi total de la geometría del canal central.

Actualmente hay zonas protegidas mediante diques enrocados (longitudinales y transversales), ofreciendo cierta seguridad; pero quedando aun, poblados y áreas agrícolas desprotegidas. Es posible apreciar rezagos y marcas de avenidas extraordinarias de años pasados, que según los registros históricos de avenidas máximas de la estación de aforo Huatiapa (estación operada por SENAMHI) se alcanzaron valores de 2400 m<sup>3</sup>/s (año 1955).

Los principales sectores con riesgo de inundaciones en el valle de Majes son: Ongoro - Santa Rosa, Querulpa – Tomaca, Acroy - Punta Colorada y Punta Colorada - Characta.

El fenómeno de erosión que se produce en los ríos de la cuenca Camaná-Majes-Colca, es la erosión lateral de los cauces, debido a la dinámica fluvial por efecto de las variaciones de pendiente y la sección de los ríos. En el Valle de Majes se localizan 2 sectores principales de erosión de riberas: Corire-Aplao y Punta Colorada-Characta.

(a) ATA - INADE, Diagnóstico Consolidado Del Proyecto Majes-Siguas, Características Generales de la Cuenca, año 2002, pp 112 - 114

La colmatación específica de cauces, se produce en zonas de suave pendiente en la parte media y especialmente en la zona baja de los cauces, con deposición de materiales aluviales compuestos por gravas y arenas con cantos, también en los cursos de las quebradas en su parte terminal formando abanicos aluviales y en los cauces de quebradas y ríos, formando playas, que en este caso se suceden mayormente en la parte media es decir en todo el Río Majes.

En las formas de desplazamiento lento o rápido de materiales cuesta abajo, se incluye: debida a la acción conjunta de la gravedad y saturación de agua, bien sea en estado plástico o líquido (huaycos). Los flujos de volúmenes mayores de materiales en estado líquido, que se presentan sobre pendientes inicialmente pronunciadas y confinadas, lo cual determina una gran velocidad de desplazamiento a lo largo de las quebradas y valles intramontañosos. En el Valle de Majes se produce en ambas márgenes del río.



*Fig. 2.3. Inundación en cultivos de arroz - falta de continuación en el dique enrocado (Sector Sogiata) - fotografía en dirección aguas abajo margen derecha.*



Fig. 2.4. Encauzamientos construidos el año 2004, áreas inundadas, inundaciones pasadas (Sector Huancarqui-Monte los Puros). Fotografía aguas arriba, margen izquierda.

SECTOR	SUBSECTOR	ÁREA IRRIGADA (Has)
Camaná	Camaná- Pampatá-Pucchun.	6 811.16
Majes	Ongoro- Aplao- Corire- Sarcas-Sahuani	7 600.00
	<b>Total</b>	<b>14 411.16</b>

Cuadro 2.2. Áreas irrigadas Majes-Camana.

## 2.2.2. ENCAUZAMIENTOS EN EL SECTOR QUERULPA - TOMACA

### 2.2.2.1. PROTECCIÓN CON ESPIGONES

Habiendo descrito las principales características del Valle de Majes y la ubicación del sector de análisis, se presenta a continuación el caso de estudio y la problemática puntual a analizar.

Los sectores de Querulpa y Tomaca fueron identificados como zonas críticas a través de los representantes de la organización de usuarios y el Estado, desde la

década del 70 y posteriormente con la ejecución del Proyecto Especial Majes Siguas, se planificaron y construyeron diques enrocados. El reforzamiento y continuación de dichas obras se llevaron a cabo el año 2005, con objetivos inmediatos de proteger las áreas agrícolas existentes, infraestructura de riego y drenaje, recuperación de áreas arrasadas por anteriores avenidas (año 2002); y con objetivos específicos de incrementar la valorización de los terrenos agrícolas en los sectores y proteger los poblados aledaños.

Las obras en conjunto constan de: <sup>(a)</sup>

Querulpa: 300 ml + 585 ml de dique y 13 espigones.

Tomaca: 200 ml + 117 ml de dique y 3 espigones.

(Longitud de 1 espigón = 18 m).

\*ml = metros lineales.

Estos diques permiten una *protección* aproximadamente a 100 Has y recupera un promedio de 15 Has en el sector de Querulpa, ya que en el año 2002 fueron arrasadas en plena producción. De igual manera, en el sector de Tomaca, esta obra protege áreas en peligro y refuerza el área que ocupa la toma de captación para este sector.

Las áreas y usuarios *beneficiarios* con la construcción de la obra, están distribuidos de acuerdo al siguiente cuadro:

*Cuadro 2.3. Áreas totales y usuarios beneficiados con la obra.*

SECTOR	Has	Km <sup>2</sup>	Nº BENEFICIADOS	FAMILIAS
Querulpa	480	4.8	312	104
Tomaca	150	1.5	100	31
<b>TOTAL</b>	<b>630</b>	<b>6.3</b>	<b>412</b>	<b>135</b>

(a) MINAG – DRA. AREQUIPA - PERPEC, Expediente Técnico ARCAM 083, año 2005, pp. 10 - 12.

Entonces, el área de influencia del proyecto en función de la incorporación de todas las actividades económicas involucradas en el área, quedará definida en tres niveles:

Área objetivo: Actividad agrícola y toda su infraestructura (en dichos terrenos se desarrollan mayormente los cultivos de arroz y trigo), poblados menores.

Área afectada: Poblados menores, industria artesanal (destilerías) y vías de acceso.

Área de referencia: poblados mayores (Tomaca, Querulpa, Monte los Puros), infraestructura vial (Carretera principal Aplao - Corire), Industria vinícola, turismo (restos prehistóricos).

### **Vías de acceso <sup>(a)</sup>**

Para llegar a la obra se realiza a través de la carretera asfaltada desde la ciudad de Arequipa en dirección norte, hasta llegar en un primer tramo al Km 892 de la Panamericana Sur, ubicado en el sector de Pampa Baja del Proyecto Especial Majes Siguan; lugar donde se encuentra el desvío que va al valle de Majes y a las provincias de La Unión (Cotahuasi) y Condesuyos (Chuquibamba). Desde el punto de desvío hasta Aplao existe una distancia de 27.40 Km aproximadamente, la vía de acceso es totalmente accesible, por encontrarse asfaltada y en perfectas condiciones de rodamiento. De igual manera, existen empresas de transporte de pasajeros y carga con salidas diarias, así como de otras que unen las provincias indicadas y los distritos ubicados en las partes altas de la provincia de Castilla.

### ***Acceso Dique Enrocado Querulpa***

El ingreso a la obra se realiza a través de la carretera Punta Colorada – Aplao; la misma que se realiza por la margen derecha del río Majes aguas abajo, se pasa por el distrito de Corire, hasta llegar al anexo de la Real perteneciente al distrito de Aplao; antes de llegar al anexo La Real se ingresa a la obra a través de un desvío de 3 Km de longitud, cuyas condiciones de rodamiento corresponde a una trocha carrozable (ingreso al río).

### **Acceso Dique Enrocado de Tomaca**

El acceso a la obra del dique enrocado de Tomaca se realiza a través de la vía que une al distrito de Huancarqui; tomando como referencia o punto de inicio el Puente Punta Colorada, cuya vía asfaltada permite continuar valle arriba, pasando por la ciudad de Corire y se llega al distrito de Aplao, de donde continua en dirección Noreste al distrito de Huancarqui, pasando por el puente del mismo nombre; la longitud de vía asfaltada y afirmada es de 28 Km, a partir de aquí se recorre por trocha carrozable hasta llegar a la obra, haciendo un recorrido de 3.8 Km aproximadamente (ubicada en la margen izquierda del río Majes aguas abajo).



*Fig. 2.5. Rastros de Inundaciones pasadas, 13 espigones sector Querulpa y 3 espigones sector Tomaca – Vista panorámica, margen izquierda aguas abajo.*

(a) MINAG – DRA. AREQUIPA - PERPEC, Expediente Técnico ARCAM 083, año 2005, pp. 10 - 12.



*Fig. 2.6. Vista 3D satelital-margen izquierda – Fuente Google Earth, año 2003.*



*Fig. 2.7. Vista panorámica, margen derecha aguas arriba.*

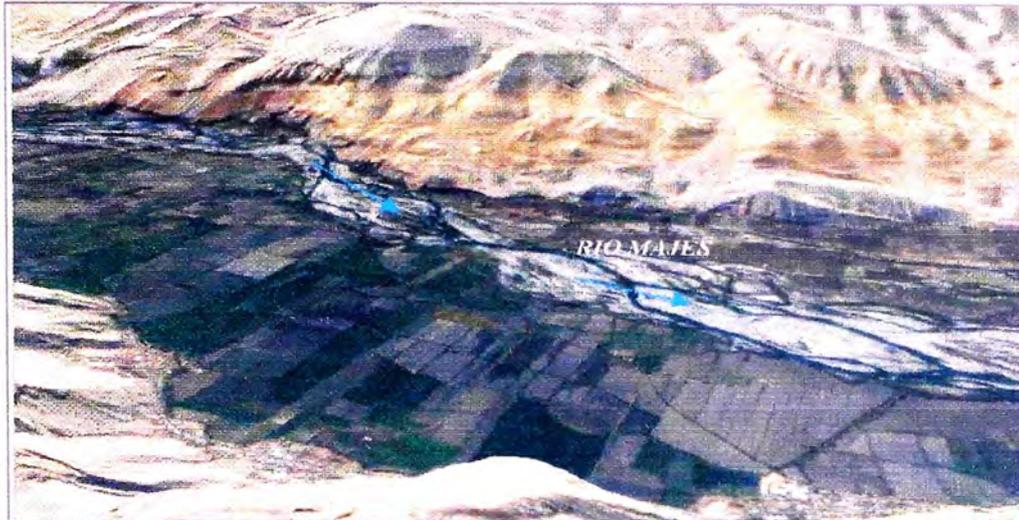


Fig. 2.8. Vista 3D satelital-margen derecha – Fuente Google Earth, año 2003.

### MORFOLOGÍA FLUVIAL

En su clasificación morfológica, el río Majes pertenece al grupo de ríos entrelazados, presentando colmataciones que vienen incrementándose en el tiempo, originando la sedimentación general como proceso lento, esto se pudo constatar durante los meses de enero y febrero 2006.

Se tienen algunas relaciones empíricas que nos pueden aproximar a la caracterización de la morfología fluvial de este río. Según la relación de LANE: (Figura 2.9)

$$SQ^{1/4} > 0.01 \text{ (Río entrelazado)}$$

Donde:

S = pendiente (ft/ft)

Q = caudal (ft<sup>3</sup>/s)

Según datos del tramo:

S = 0.01 (en el tramo)

Q = 600 m<sup>3</sup>/s (un caudal promedio)

Haciendo las conversiones necesarias:

$$SQ^{1/4} = 0.121$$

(El río Majes representa a la forma entrelazada.)

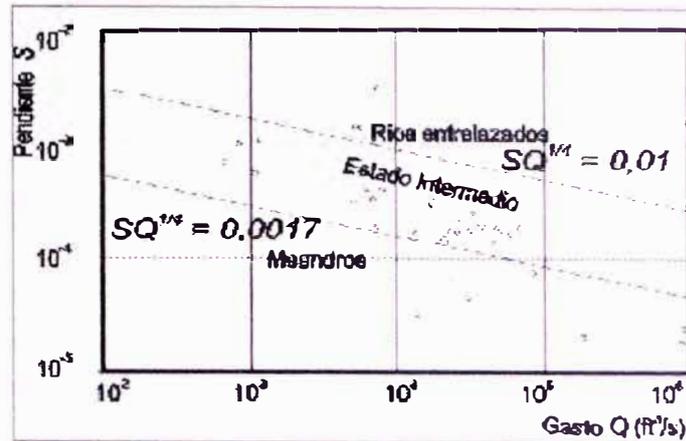


Fig. 2.9. Criterio de Lane.

(Fuente: Rocha, Intr. Hidráulica Fluvial, 1998)

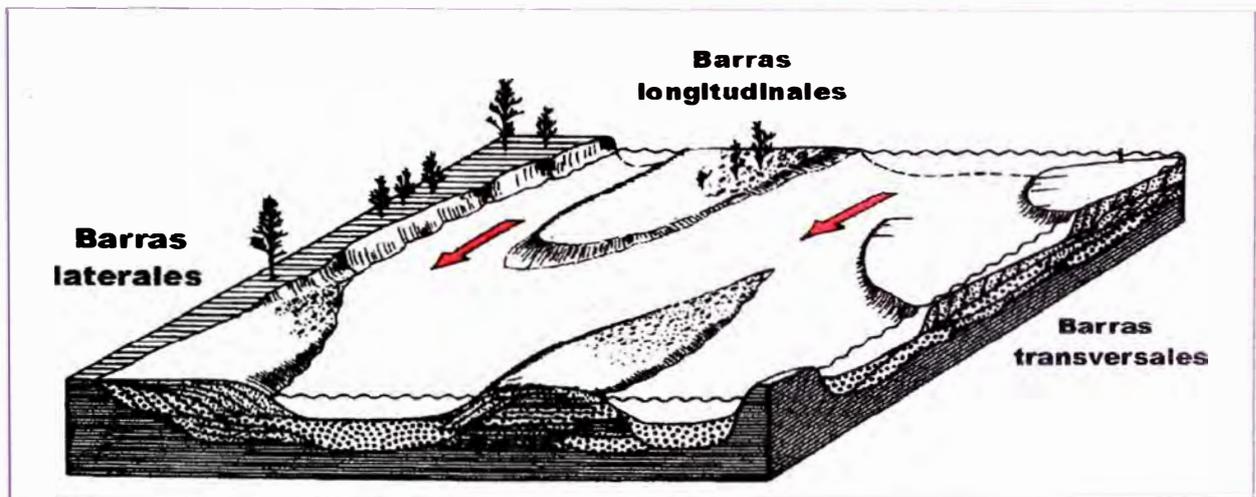


Fig. 2.10. Características morfológicas de un sistema fluvial trenzado, mostrando el desarrollo de los diferentes tipos de barras

(Fuente: Material del curso Sistemas Fluviales - Departamento de Geología - Universidad de Sonora, México)

Luego de describir la morfología del río, surge la pregunta sobre la singularidad de estas ecuaciones. Es difícil establecer la generalidad y validez de estas relaciones fuera de las condiciones en las que se obtuvieron, pero a modo de validación, el tramo en análisis presenta el fenómeno de formación de islotes, siendo más representativo cuando son de considerable extensión (Ej. El área del sector El Rescate es aproximadamente 1.9 km<sup>2</sup>) el cual solo se da en ríos entrelazados relativamente grandes de cuenca media.

Algunas otras variables son:

**- Pendiente:**

Podemos realizar una aproximación a lo largo de los 4 km en análisis, obteniendo una pendiente promedio de 0.01, la cual se halla en tramos consecutivos dentro de un rango que varía desde 0.008 hasta 0.02 (pendientes altas muy característica de esta cuenca media).

**- No Intermittencia:**

Este río es no intermitente, según la data hidrológica, durante los meses de estiaje se transporta un caudal considerable promedio de 30 m<sup>3</sup>/s.

**- Ancho de cauce**

El ancho del cauce promedio en el primer tramo que comprende los espigones del sector de análisis es de 200 m para después incrementarse en 300 m. Considerar que en escenarios anteriores a la ejecución de estos proyectos de defensa y la ocupación de terrenos en el brazo izquierdo, el ancho antes del ingreso al islote era de 900 m.

Mencionar que el ancho es muy variable en todo su recorrido de este río, el rango varía desde valores superiores al kilómetro hasta anchos de cauce totalmente ocupados y estrechados de 40 m (Sector EL Granado)

Esto nos da una idea de un río relativamente ancho, de pendiente mayor y con transporte continuo de caudal sólido y líquido incluso en épocas de estiaje.

## CIERRE DE BRAZO EN UN RÍO ENTRELAZADO

Un tramo del sector en análisis presenta la formación de dos brazos alrededor de un islote de dimensiones significativas ( $1.9 \text{ km}^2$ ), ubicado aguas abajo de los espigones descritos. A lo largo de los años esta zona fue motivo de ocupación para el sembrío de cultivos estacionales y para el aprovechamiento de otras actividades, vulnerando el equilibrio ecológico y su defensa natural (tala de árboles). Actualmente este sector denominado “El Rescate” se convierte en una de las zonas más vulnerables ante avenidas ordinarias de la subcuenca Majes. En el año 2003 finalizan los acuerdos para cerrar un brazo natural del río Majes (brazo izquierdo en dirección aguas abajo) y se procede a la formalización de los predios correspondientes del sector “El Rescate “ perteneciente a la comisión TOMACA, el cual formaba parte del islote que naturalmente conformaba el río, alrededor del cual se formaban dichos brazos (muy común en ríos entrelazados de categoría mayor en cuenca media tal como es el río Majes) el cual a lo largo de su recorrido presenta fenómenos del mismo tipo exactamente cuando el cauce alcanza su mayor ancho.

Este cierre repentino del brazo izquierdo mediante una obra de protección, produce alteraciones tanto de flujo como del transporte de sedimento, siendo evidente la problemática en las inundaciones producidas el año 2006 (Marzo). Siendo el Sector Querulpa el más afectado, incluyendo parte del sector Rescate. A esto añadir el estrechamiento aguas arriba por los espigones transversales ejecutados el 2005.

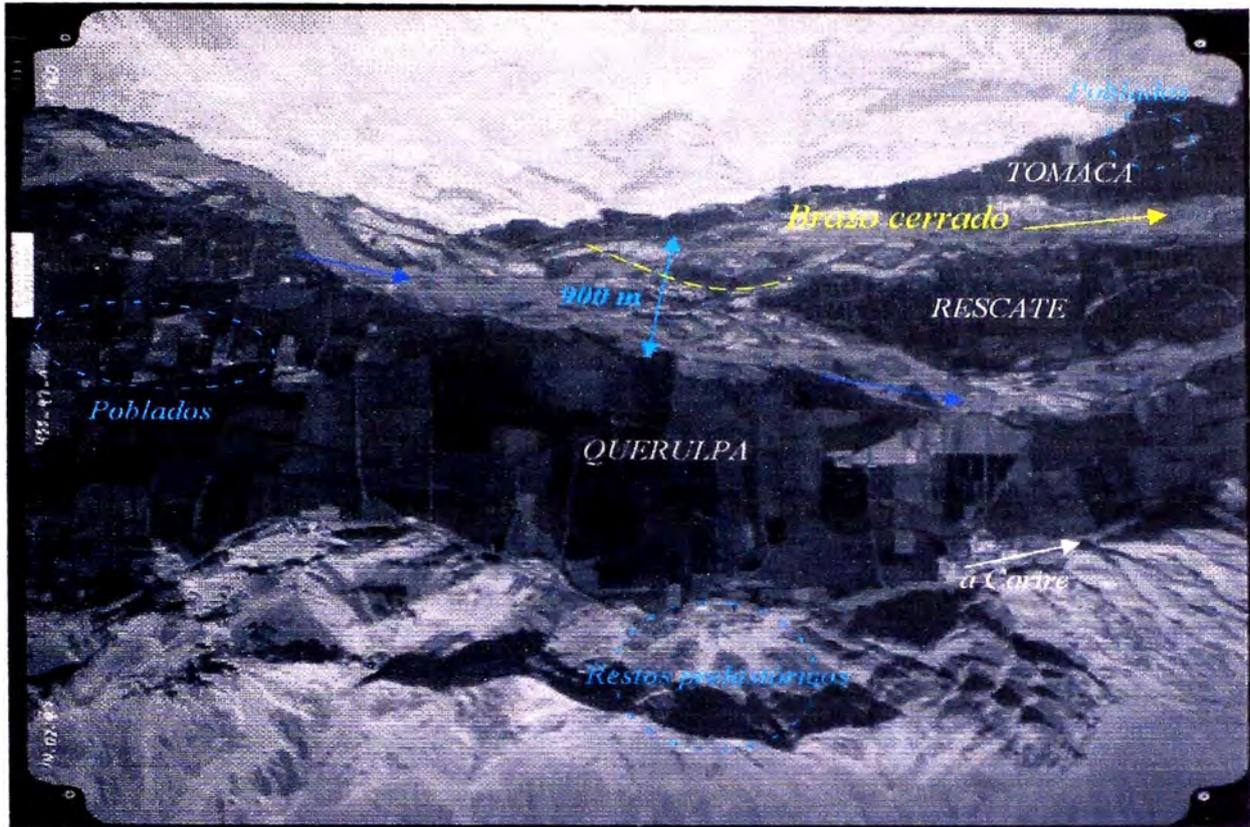


Fig. 2.11. Foto aérea Febrero 1997 (luego de una inundación sin datos confiables), aún no se ejecutaban los proyectos de encauzamiento (espigones) y no se interrumpía el brazo izquierdo mediante la legalización de terrenos. Se aprecia un ancho de 900 m de cauce antes del islote denominado El Rescate.

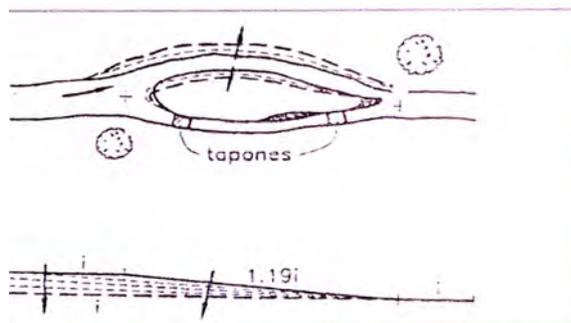


Fig. 2.12 Cierre gradual de un brazo en un río entrelazado.

### 2.2.2.2. ALGUNOS PRINCIPIOS SOBRE ENCAUZAMIENTOS

“Los cauces son sistemas dinámicos en otro sentido espacial, además del temporal. Se podrían proponer algunos principios, por ejemplo uno de **totalidad**. Una obra de encauzamiento parcial puede engendrar más inestabilidad que la

protección que se pretende con ella. Así, puede ocurrir con un encauzamiento corto: a la salida del tramo se recuperaran las condiciones anteriores y esta transición brusca (a causa de la macroturbulencia) puede ser más destructiva que el flujo del que nos defendíamos, tanto más cuanto mayor es la diferencia de velocidades y si no hay transiciones suaves de comienzo y fin de la obra. Es muy frecuente que las administraciones, por razones presupuestarias, dividan las obras de encauzamiento en fases, para ejecutarlas en años sucesivos. En tal caso, puede ser que lo que quede realizado en un año, a la espera del siguiente presupuesto, sea incompleto, demasiado corto o quede interrumpido sin las debidas transiciones.

Otro principio podría ser el de **complementariedad**, según el cual cada acción tiene una reacción en otro punto: la limitación de la anchura y el descenso del fondo, la defensa de una orilla y la erosión del lecho, el control de la erosión y el cambio de pendiente. Asimismo una obra en una margen no deja indiferente a la margen opuesta, la cual a veces padece un perjuicio. Las dos nociones, de totalidad y complementariedad, tienen en común la idea de que quizá se traslada a otro punto el problema que se quiere resolver.” (a)

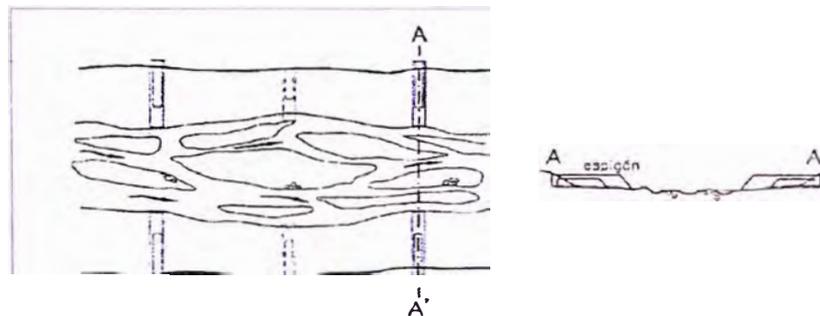


Fig. 2.13. Encauzamientos en un río entrelazado, protección en ambas márgenes. (a)

Bajo el concepto de complementariedad de un encauzamiento: el sector Querulpa – Tomaca, presenta dos situaciones totalmente diferentes.

(a) MARTIN VIDE, Juan. Ingeniería de Ríos, 2003, pp. 145.

a) Las obras del sector Querulpa, constan de 13 espigones a lo largo del dique seco de 585 m lineales, con enrocado y material de río. Ubicados en la margen derecha del río Majes en dirección aguas abajo. Para el día 9 de febrero 2006 se tiene un caudal de  $350 \text{ m}^3/\text{s}$  muy superior a días anteriores. El tirante entre espigones es aprox. de 2 m. Trabajan correctamente, se aprecia el arenamiento (sedimentación) propio entre los espigones. La acumulación de ramas y otros obstáculos desvían el flujo a favor y en contra del espigón. Hasta la fecha no se ha dado ningún tipo de mantenimiento. (Fig. 2.14, 2.15, 2.16)



Fig. 2.14 Espigones de Querulpa (13), disposición de rocas sin orden establecido.

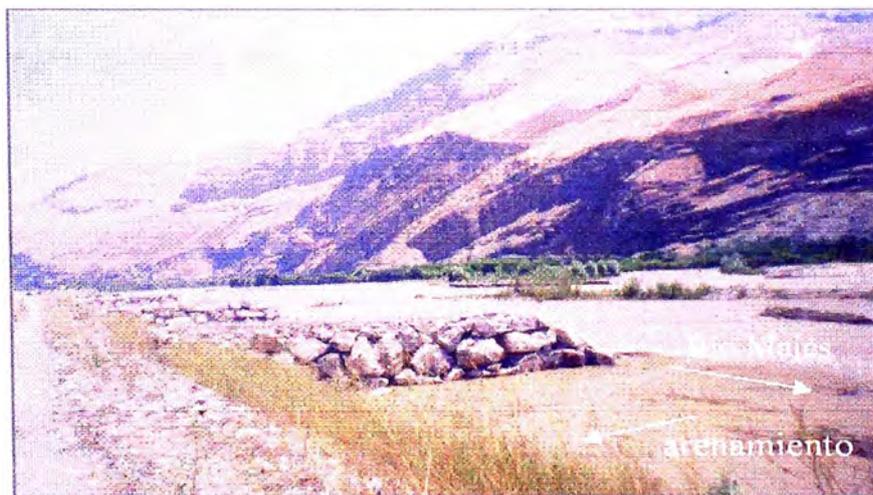
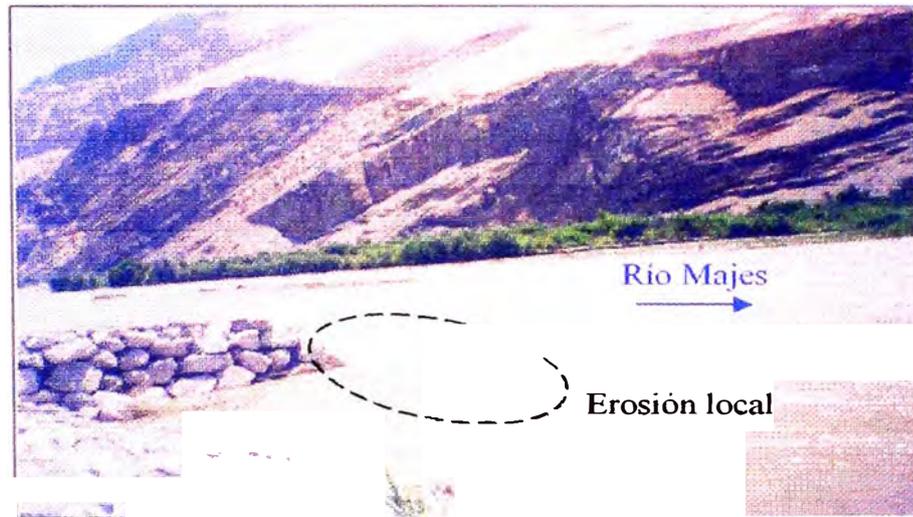


Fig. 2.15. Espigones de Querulpa (13), arenamiento respectivo.



*Fig. 2.16. Espigones de Querulpa (13), erosión local.*

b) Las obras en el sector Tomaca constan de un dique enrocado del proyecto anterior (80 m lineales), y del nuevo dique seco (115 m lineales) y 3 espigones de roca. Se ubica en la margen izquierda del río Majes en dirección aguas abajo y se hace necesario un reforzamiento. Se encuentra operativo hasta la fecha; para el día de evaluación 9 de febrero 2006 se produce la rotura de la toma principal (rústica) y se produce la inundación por la cara seca del dique con el nivel del agua a solo 1 m de la corona, afectando 50 Has aproximadamente. Los pobladores asocian este accidente al proyecto, quien tiene una altura menor en comparación con la obra ejecutada en Querulpa, a solo escasos metros aguas arriba en la margen derecha. (Fig. 2.17, 2.18).



Fig. 2.17. Cara seca del Dique de Tomaca, espigones (3) en la parte posterior.



Fig. 2.18. Sector Tomaca, áreas inundadas.

## CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA Y APLICACIONES

### 3.1. OBTENCIÓN DE DATOS Y PROCESAMIENTO

Los datos requeridos para el modelo unidimensional y bidimensional, se dividieron en cuatro categorías: datos hidrológicos, datos topográficos, de referencia y de calibración. A continuación se describe las categorías de datos utilizados para el sector en análisis.

#### 3.1.1. HIDROLOGÍA

##### 3.1.1.1. Información disponible

En la cuenca Colca–Majes–Camaná, existen 4 estaciones hidrométricas principales. Se cuenta con información desde el año 1971, la cual fue empleada en los estudios del Proyecto Especial Majes Siguas I (AUTODEMA), elaboración de Diagnósticos en la cuenca, Estudios Hidrológicos y desarrollo de proyectos de encauzamiento en los últimos años. A continuación se describe brevemente cada una de las estaciones:

- *Estación Puente Carretera-Camaná.*- Es de tipo limnimétrica, se ubica a unos 8 km de la desembocadura del río Camaná en el Océano Pacífico y sobre el puente de la carretera Panamericana. Es controlada por la Administración Técnica del distrito de Riego Camaná Majes (ATDR.CM).

- *Estación Huatiapa.*- Sobre el río Majes, se halla ubicada en la cabecera del sector de Majes, cerca de la localidad de Quiscay y, aproximadamente, a unos 5 km aguas abajo de la toma del canal Quiscay. Es operada por el SENAMHI y sus registros son utilizados por la Administración Técnica del distrito de Riego, con fines de reparto de agua. Cuenta con un carro huaro para efectuar los aforos por suspensión, un limnígrafo y una mira.

*Estación Negropampa.*- Sobre el río Colca, se ubica a 500 m, aproximadamente, de la desembocadura de la quebrada de Llanca. Fué instalada en el año de 1950 y en la actualidad es operada por el SENAMHI. Cuenta con carro huaro, una mira de 7 m de altura y un limnígrafo.

- *Estación Sibayo (Puente Colgante).*- Ubicada a 3 847 m s.n.m sobre el río Colca, aguas arriba de la confluencia del río Callalli registra las descargas del río Colca para una cuenca equivalente a 3 350 km<sup>2</sup>. La información registrada es disponible para los períodos 1945-1988 con una interrupción de 2 años entre 1954-1955.

La cuenca hidrográfica del río Majes, es una de las más importantes del Perú, según los registros hidrológicos, el río Majes esta considerado como uno de los más caudalosos de la vertiente del Océano Pacífico. De igual manera, de acuerdo a los caudales medios mensuales distribuidos a lo largo del año hidrológico, es conceptualizado de régimen permanente; cuyo aporte de la cuenca tiene un rendimiento promedio de 4.257 lt/km<sup>2</sup>, siendo además el coeficiente de esorrentía promedio de 0.282. <sup>(a)</sup>

### 3.1.1.2. Cálculo de las avenidas de análisis.

Para el análisis de eventos extremos máximos, se empleó los datos hidrométricos de la estación hidrométrica Huatiapa sobre el río Majes, ubicada aproximadamente a 15 km aguas arriba del sector de análisis.

El análisis de frecuencias de caudales máximos, consistió en la comparación y ajuste de las distribuciones probabilísticas: Log Normal, Gumbel Máx., Log Pearson III y Fuller. Mediante pruebas de bondad y ajuste se determina que los resultados que más se ajustan a las condiciones reales del río Majes, corresponden al método de Gumbel, según el método de Smirnov Kolmogorov. Así mismo, en el cuadro 3.1, se observa que la grafica de Gumbel puede considerarse una recta, con una mínima variación de pendiente; mantiene una inclinación suave relacionando los registros tanto del periodo de estiaje y de las avenidas estacionales. A continuación se presentan los resultados del análisis para la correlación respectiva. Se empleó los Softwares: MS – Excel con sus respectivas herramientas estadísticas, SMADA (Stormwater Management and Design Aid, EPA - EEUU) para las pruebas de bondad y ajuste, HYFRAN (Hydro-Québec Hydraulic Service, CANADA) para las comparaciones y criterios de decisión.

(a) ATA - INADE, Diagnóstico Consolidado Del Proyecto Majes-Siguas, Características Generales de la Cuenca, 2002, pp. 16.

Cuadro.3.1. Resultados de los métodos para diferentes años de retorno.

Tr AÑOS	LOG NORMAL Q (m <sup>3</sup> /s)	GUMBEL Q (m <sup>3</sup> /s)	LOG PEARSON Q (m <sup>3</sup> /s)	FULLER Q (m <sup>3</sup> /s)
5	1210.83	929.06	1003.68	496.75
25	3599.39	1467.65	1083.41	956.81
50	5174.82	1690.68	1084.29	1154.94
75	6287.55	1820.32	1087.95	1270.84
100	7172.79	1912.07	1093.14	1353.07
200	9670.35	2132.65	1117.28	1551.20
500	13888.99	2423.66	1181.01	1813.12

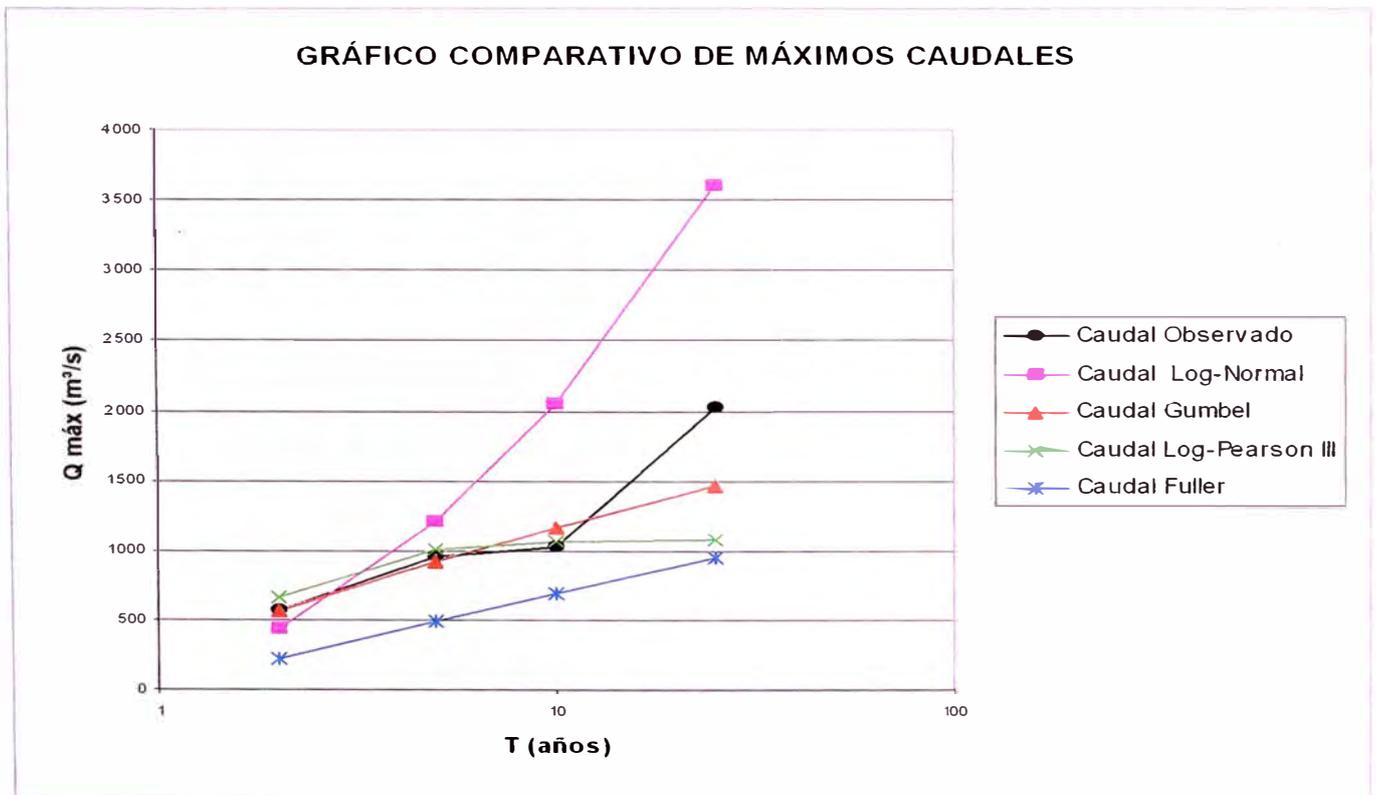


Fig. 3.1. Comparación de máximos vs Periodos de retorno.

Se emplearon los caudales de 5 y 50 años de periodo de retorno para los fines de modelación en el sector de análisis, los cuales representan un caudal ordinario y una avenida máxima respectivamente.

Tr (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
5	929.06
50	1690.68

*Cuadro. 3.2. Caudales empleados para la modelación.*

### 3.1.2. TOPOGRAFÍA

#### 3.1.2.1. Información disponible

La información topográfica proviene de los planos del proyecto ARCAM083 – Construcción de diques enrocados en el Valle de Majes – II Etapa PERPEC – Arequipa. Dicha información consta de curvas a nivel cada 1 metro de elevación. Este proyecto ejecutado el año 2005, tiene la ventaja de contar con topografía actual, puesto que el río Majes se caracteriza por ser un río entrelazado con transporte continuo de sólidos y va modificando el lecho en cada avenida máxima.

Posteriormente, el tramo de curvas a nivel a cada metro de elevación, aguas abajo de estas defensas, se obtuvo del proyecto de “Recuperación de tierras y reparación de infraestructura dañada por la inundación de marzo 2000 en el Sector Querulpa” ejecutado por la Junta de Usuarios del Valle de Majes.

Se tuvo también acceso a planos de proyectos de defensa ribereñas y bocatomas ejecutados en los años ochentas y noventas por INADE (Instituto Nacional de Desarrollo) - AUTODEMA (Autoridad Autónoma de Majes), donde se pudo apreciar la variación del cauce principal del río y las obras existentes previas al proyecto del 2005.

Los planos se encuentran a escala 1:1000, los levantamientos topográficos abarcan la ubicación del proyecto y el cauce principal en una longitud de 4 km, pero en algunos tramos, no se tiene información confiable de las planicies de inundación de los sectores Querulpa y Tomaca. Estas llanuras de inundación no

presentan límite natural alguno (vegetación o árboles) sino están ocupadas totalmente por agricultores y pequeños poblados, los cuales definen la topografía de estas planicies.

Los levantamientos topográficos cuentan con una correcta red de triangulación, red altimétrica y control horizontal muy confiable.

La cartografía de la zona en estudio tiene como información base al catastro rural actual en el sistema UTM-PSAD56 – Zona 18 Sur, utilizados por programas estatales tales como el Programa Especial de Titulación de Tierras (PETT) y el Programa de Formalización de Derechos y Uso de Agua (PROFODUA). Por motivos de ubicación y con fines de delimitación de llanuras inundables, se utilizará dicho sistema en el presente estudio.

### **3.1.2.2. Obtención del Modelo Digital de Elevación.**

El procesamiento de la información consistió en la digitalización de planos los cuales presentaban la escala 1:1000 y su complemento con la información en formato digital. Luego de haber obtenido todo el sector en formato CAD, se empleó el cuadrángulo 33 – r (APLAO) de la Carta Nacional para integrar las curvas a nivel de dicho sector a las curvas del cuadrángulo. Señalar aquí, que el formato digital de la Carta Nacional se halla en el sistema UTM – WGS84 – Zona 18 Sur, siendo necesaria su conversión al sistema con el cual se trabaja y define en el presente estudio (UTM – PSAD56 – Zona 18 Sur). Este procesamiento comprendió también el empleo de software CAD, desde el cual se hizo necesario el ingreso de valores de cotas a algunas entidades del dibujo, que se encontraban sin ninguna especificación de cota. El empleo de los Sistemas de Información Geográfica permito la generación del TIN (Red de triangulación irregular) y el DEM (Modelación Digital del Terreno) del sector (Fig. 3.3), para su posterior salida de datos en puntos con coordenadas X, Y, Z para el modelamiento bidimensional, o para el intercambio de data en el modelo unidimensional.

El equipo empleado consistió de un tablero digitalizador y los softwares empleados fueron el AUTODESK MAP 3D 2006, Arc VIEW 3.2 y Arc Gis 9.0.

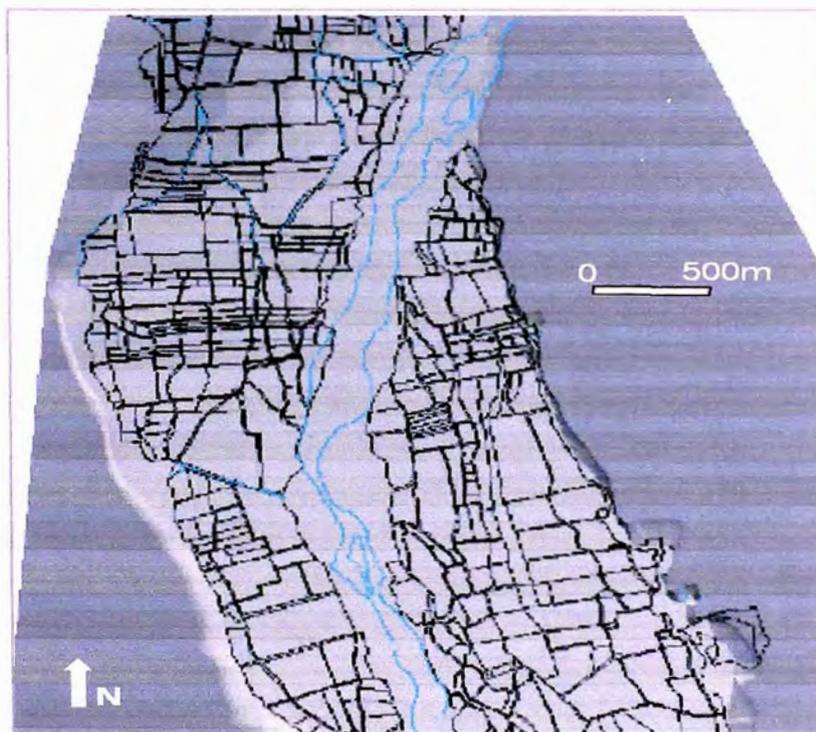
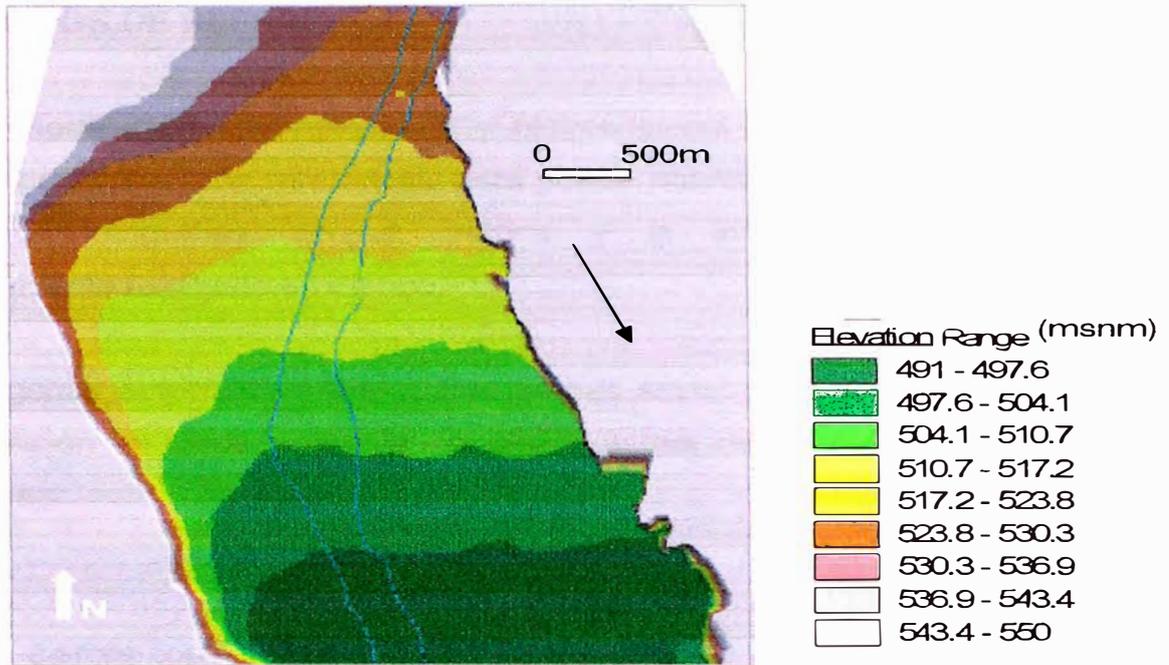


Fig. 3.2. TIN (superior) y DEM (inferior), incluyendo el catastro agrícola y rural, generado con la información topográfica.

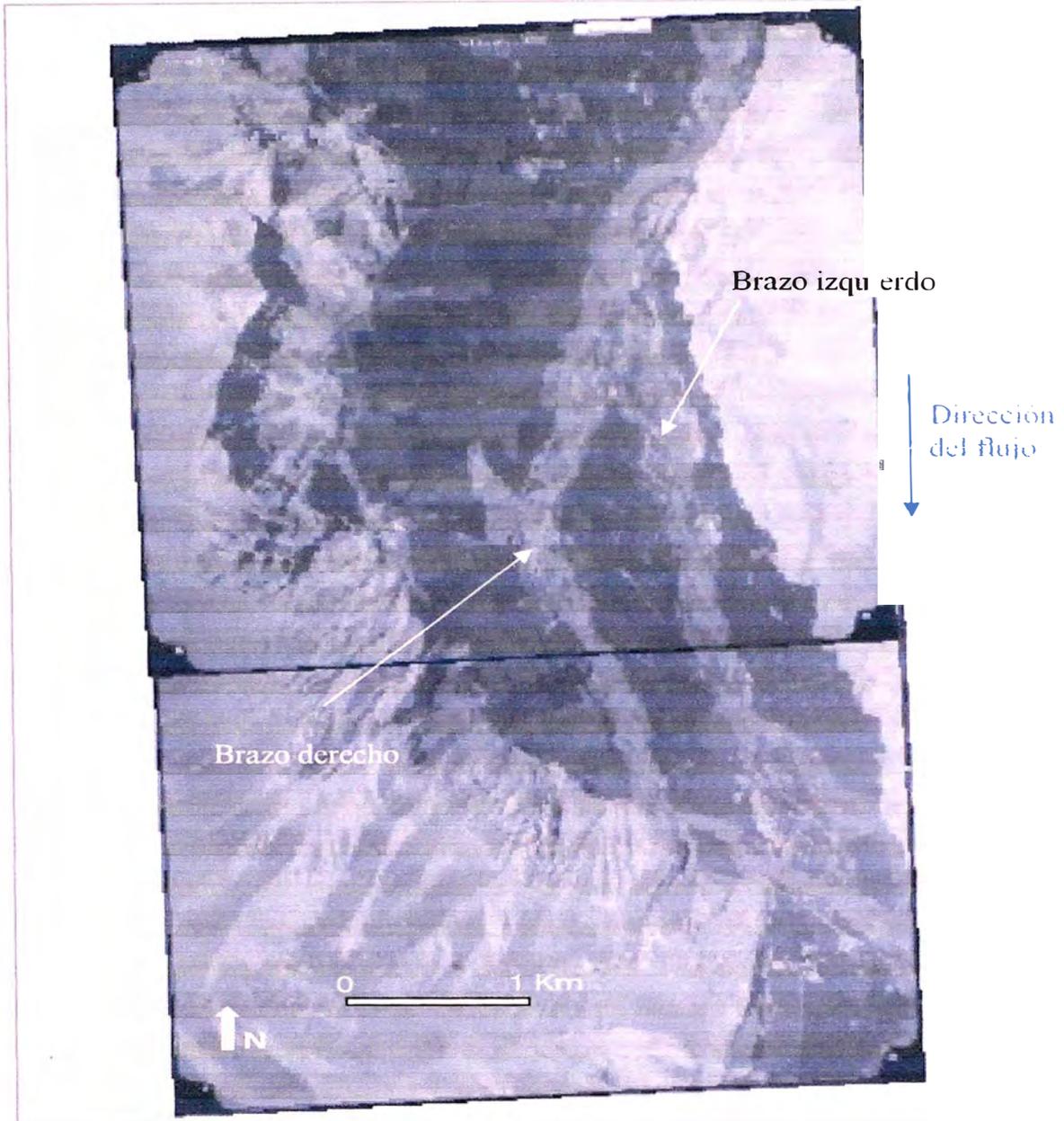
### 3.1.3. DATOS DE REFERENCIA

Para la modelación unidimensional y bidimensional con interfase grafica, se requiere de información referencial, esta puede abarcar el empleo de imágenes satelitales, fotografías aéreas, planos y la información recogida del reconocimiento realizado en campo.

Las imágenes satelitales y fotografías aéreas sirven para la visualización y la superposición de capas para la construcción del modelo. Dicha información consiste en:

- Dos fotos aéreas (formato TIF) del mes de Febrero de 1997, en el cual se visualiza ciertas condiciones iniciales para el modelo. En esa fecha aun no se ejecutaban los proyectos de defensas a base de espigones enrocados, aun no se cerraba el brazo izquierdo del río Majes.

Se aprecia el islote en toda su extensión (1.9 km<sup>2</sup>). La georeferenciación y traslape respectivo se realizó en el sistema establecido.



*Fig. 3.3. Traslape de fotografías aéreas del Sector Querulpa – Tomaca.  
(FUENTE: INRENA).*

- Tres vistas satelitales del buscador Google Earth aproximadamente del año 2003. La visualización indica que estas imágenes son de época de estiaje, aun no se ejecutaban los proyectos de espigones enrocados y se comenzaba a ocupar el brazo izquierdo del río Majes. Se realizó la georeferenciación y traslape respectivo en el sistema establecido.

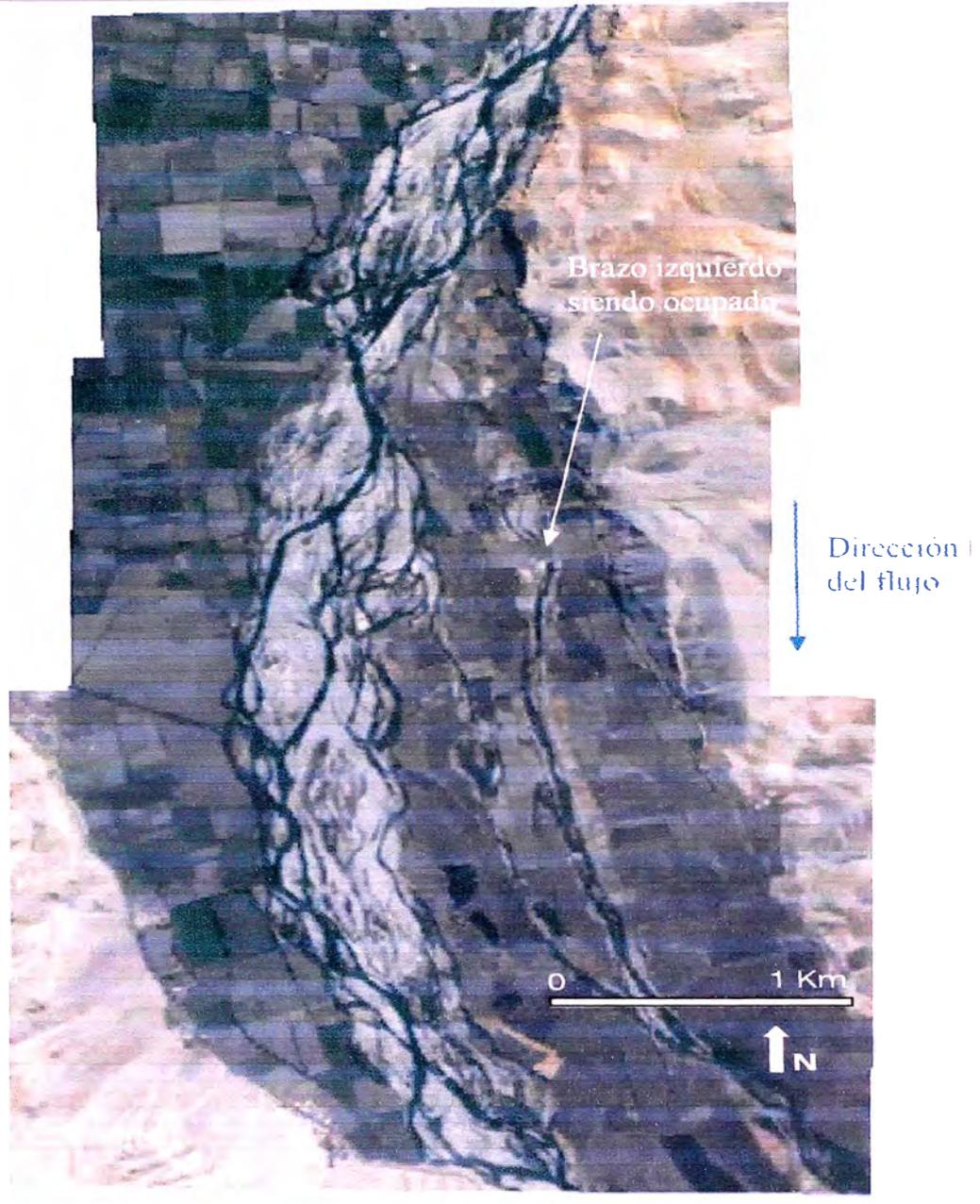
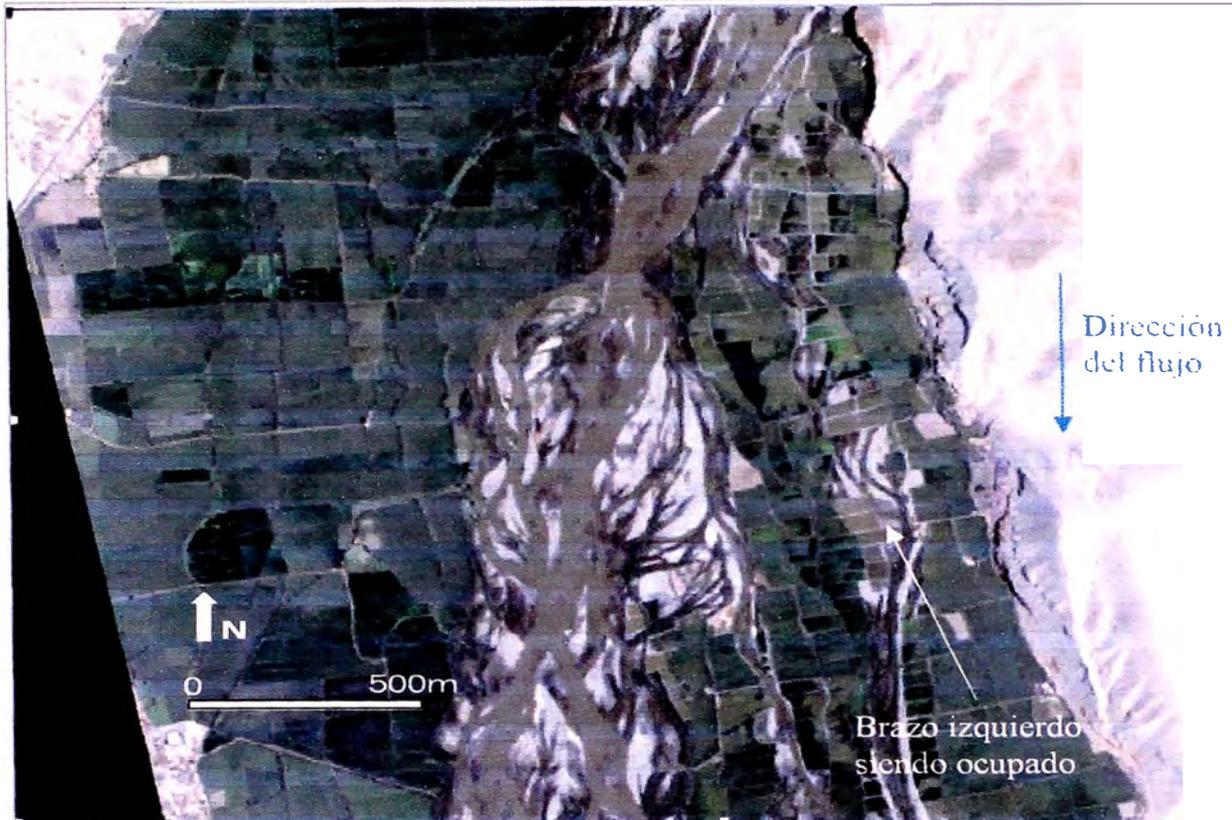


Fig. 3.4. Traslape de vistas satelitales del Sector Querulpa – Tomaca.  
(Fuente: Google Earth).

- Una imagen satelital IKONOS del año 2003 (formato TIF). La visualización indica que es en de época de avenidas, aun no se ejecutaban los proyectos de espigones enrocados y se comenzaba a ocupar el brazo izquierdo del río Majes. Solo se tiene una imagen que abarca solo una parte del islote “El Rescate”.



*Fig. 3.5. Imagen satelital IKONOS.  
(Fuente: INRENA).*

Esta información a base de imágenes aéreas y satelitales tienen el objetivo de ofrecer mayor exactitud al momento de incluir estructuras hidráulicas y en la calibración del modelo.

Acerca del reconocimiento en campo del sector de análisis, esta información servirá para ingresar ciertas condiciones iniciales, ajustes de la topografía y finalmente proponer alternativas de solución de acuerdo al contexto que se tiene. Se tuvo la oportunidad de recorrer el sector como parte de la elaboración de una evaluación de las obras de defensa ribereña ejecutadas desde los años 1999 al 2005 en el Valle de Majes.

Para el sector Querulpa – Tomaca, esta evaluación consistió en la ubicación de puntos mediante un GPS navegador, esto se cotejó mediante el catastro del valle y finalmente plasmar las obras en un plano georeferenciado.

Equipo empleado: GPS Garmin V.

Software: Arc Gis 9.0.

### 3.1.4. DATOS DE CALIBRACIÓN

Los resultados obtenidos de una modelación numérica requieren de ajustes y validaciones por cada evento simulado. Si se pretende modelar eventos de avenidas máximas o eventos donde no necesariamente se tenga datos confiables de parámetros observados (tirante, velocidad, caudal), se hace necesario el empleo de la calibración del modelo geométrico con simulaciones donde los resultados otorguen la confiabilidad necesaria para emplear dicho modelo geométrico en eventos futuros.

Añadir aquí que también es frecuente el empleo de imágenes de referencia para la calibración del modelo hasta obtener el resultado mas optimo.

Específicamente para el modelo bidimensional FESWMS se requiere de un complejo y acertado rango de parámetros para obtener la estabilidad y convergencia tal que refleje resultados reales en base a calibraciones.

Para ello, se realizaron mediciones en campo, para la determinación de dichos parámetros.

Para el modelo unidimensional HEC-RAS, se recopiló información de aforos realizados por la Administración Técnica del Distrito de Riego Camaná – Majes (ATDR.CM) en las siguientes fechas:

Septiembre, Octubre y Diciembre del año 2005.

Septiembre del año 2006.

Para el modelo bidimensional FESWMS, se utilizó la información anterior y se complementó mediante mediciones in-situ realizados en Octubre 2006 con el apoyo de la Junta de Usuarios del Valle de Majes, en el cual se obtuvieron Velocidades, Tirantes y Caudales puntuales en el sector de análisis.

En base a estas mediciones y cálculos de aforamiento se obtuvo el caudal de 30 m<sup>3</sup>/s (Ver anexo 5), el cual servirá como caudal de calibración conjuntamente con los parámetros obtenidos para este valor.

El equipo empleado consistió de un Correntómetro OTT molinete C31, wincha de 50 metros, libreta de campo.

<b>Estación</b>	<b>Descripción</b>	<b>Parámetro medido en campo</b>
1	Próximo al 4to espigón a 12 m perpendicular a la orilla.	Tirante máx. = 0.80 m. Velocidad puntual = 1.15 m/s.
2	Próximo al 4to espigón a 9.5 m perpendicular a la orilla.	Tirante máx. = 0.68 m. Velocidad puntual = 1.03 m/s.
3	Fin del dique los Puros.	Tirante máx. = 0.6 m. Velocidad media = 0.9 m/s.

Cuadro 3.3. Datos puntuales de campo.



Fig. 3.6. Punto de medición cerca de los espigones de enrocado y equipo empleado.

### 3.2. APLICACIÓN AL SECTOR QUERULPA - TOMACA

El Sector Querulpa – Tomaca presenta características muy singulares, las cuales fueron representadas y analizadas en base a los modelos comerciales HEC RAS y FESWMS. A su vez estos modelos presentan cierta estructura y condiciones de aplicabilidad que requieren ser tomadas en cuenta previas a su aplicación. Así pues se definió el siguiente diagrama para la aplicación al sector.

#### ESCENARIO 1 – Condición inicial (año 1997)

Característica: El río presenta dos brazos bien definidos.

Modelo empleado: FESWMS.

Objetivo: Aproximar la magnitud de los caudales de ingreso en cada brazo, en el tramo que comprende la zona de bifurcación para un evento ordinario.

#### ESCENARIO 2 – Condición actual

Característica: El río presenta el brazo izquierdo totalmente ocupado, no existe bifurcación.

Modelo empleado: HEC RAS.

Objetivo: Determinar las llanuras inundables para dos eventos (ordinario y de avenida máxima) a lo largo de los 4.4 km.

Característica: El río presenta un estrechamiento aguas arriba de la desaparecida zona de bifurcación, en base a obras de encauzamiento que consisten de espigones enrocados.

Modelo empleado: HEC RAS y FESWMS.

Objetivo: Determinar los valores de tirantes y velocidades para el replanteo de estas estructuras en base a la avenida de diseño, en el tramo que se ubican los espigones en ambos sectores.

#### 3.2.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC - RAS

Después de haber descrito en el Capítulo I, el fundamento hidrodinámico y procesos que efectúa el HEC – RAS. Se procederá con la modelación matemática en una dimensión. El siguiente diagrama muestra el esquema seguido para la modelación unidimensional.

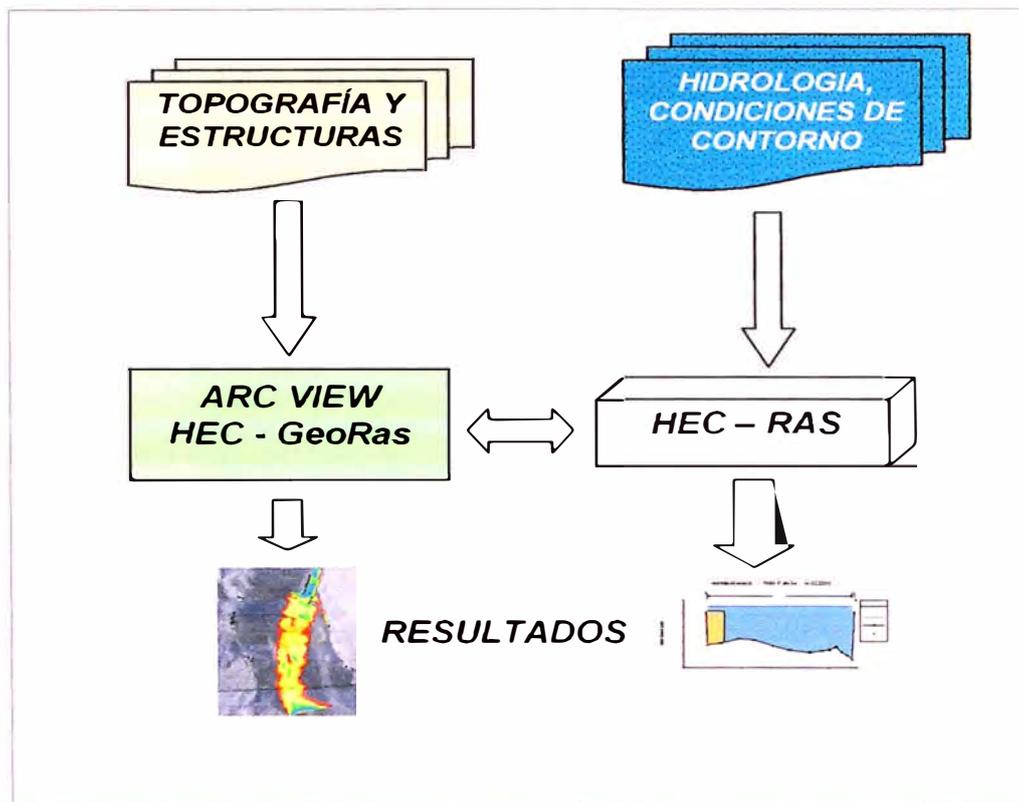


Fig. 3.7. Esquema para el modelo HEC – RAS.

### 3.2.1.1. PROYECTO Y GENERACIÓN DE COBERTURAS

Con la extensión HEC – GeoRAS para el software ArcView 3.2 se procede a generar las coberturas (*shapes*) necesarias para el diseño geométrico del sistema fluvial a representar. (Eje del río, delimitación de riberas, secciones transversales, ubicación de estructuras).

- Nombre del proyecto = majes\_qt.apr.

Se genera el archivo a ser importado por el HEC-RAS en base al TIN generado:

- Nombre del archivo a importar = IMPORT.RASimport.sdf.

### 3.2.1.2. IMPORTACIÓN DE LA GEOMETRÍA AL HEC RAS Y MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL DE EVENTOS

Se genera un nuevo proyecto en el HEC RAS versión 3.1.3 y se procede a importar el archivo que contienen la geometría del sector.

- *Datos de secciones transversales:* se emplearon 110 secciones transversales con numeración progresiva de aguas abajo hacia aguas arriba de la progresiva Km 0 + 63.08 hasta Km 4 + 443.77 (Fig. 3.7). La separación entre secciones transversales es en promedio 40 m.

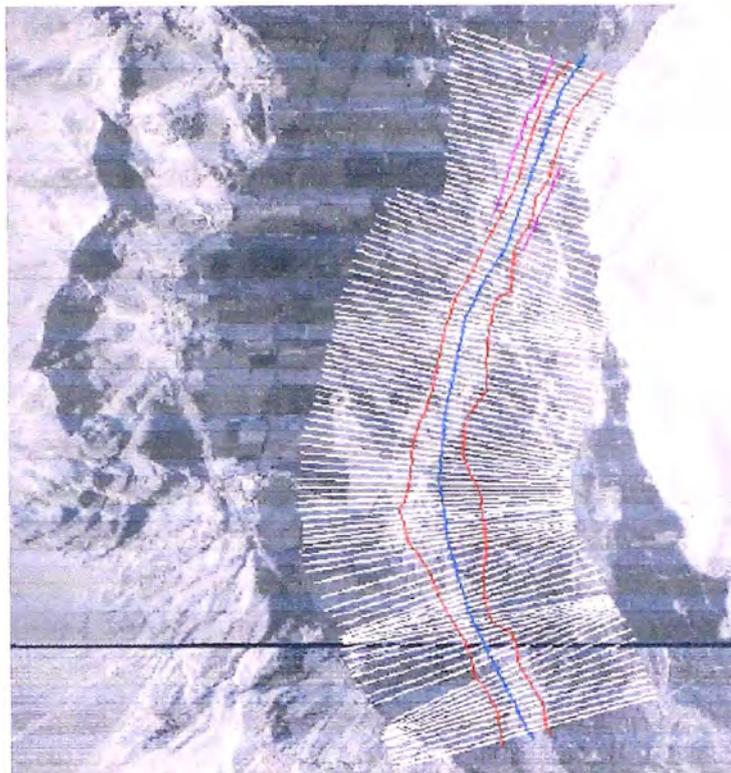


Fig. 3.8. Visualización en planta del seccionamiento en el HEC RAS.

Coeficientes de Manning (Left – Channel - Right): el coeficiente de Manning asumido es **0.035**, constante en todo el canal central, este valor es el que mas se aproxima a las características de lecho gravoso uniforme y se puede encontrar en tablas tales como el de Chow (1959). Para las otras dos áreas requeridas en el software, se consideró con un coeficiente de Manning de 0.035 debido a las áreas agrícolas, valor que se aproxima a las condiciones de una planicie de inundación. Mencionar también que este valor de 0.035 ha sido empleado en el diseño de estructuras de protección contra inundaciones por muchos proyectos estatales y privados en el sector.

Existen puntos estratégicos de medición para el aforo del río Majes por parte de la ATDR.CM y la Junta de Usuarios del Valle de Majes, ubicados aproximadamente a 30 km aguas abajo y 15 km aguas arriba del sector en análisis (Ver PLANO 2 – ANEXO 6). Realizando los cálculos de transformación se obtienen coeficientes de Manning de 0.0327 y 0.0434 respectivamente (Ver ANEXO 5), los cuales representan una buena aproximación al valor de 0.035 considerando que estos puntos se encuentran en zonas muy estrechas y en general con un cauce muy variable en cuanto a pendiente y ancho.

- Coeficientes de expansión y contracción: Se asumió flujo mixto, siendo los coeficientes de contracción y expansión para transiciones graduales, variables en el rango de 0.1 y 0.3 respectivamente para flujo subcrítico y 0.05 y 0.10 respectivamente para flujo supercrítico.

- *Estructuras hidráulicas* Los diques longitudinales se representan con la opción “Levee”, los espigones fueron representados mediante “secciones inefectivas”.

Altura de espigón = 2.2 m.

Longitud de espigón + empotramiento = 21 m.

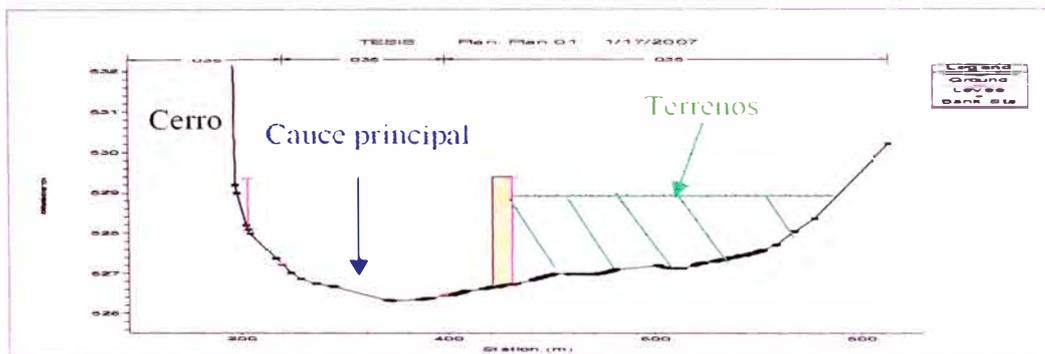


Fig. 3.9. Espigón como sección inefectiva y dos “levees” como pared de control (imagen distorsionada por la escala).

### 3.2.1.3. INGRESO DE DATOS DE FLUJO Y CONDICIONES DE BORDE

Se procede a ingresar los datos de flujo, para ello se dispone del modo “Steady Flow Data” (flujo permanente).

Los datos requeridos son:

- *Flow rates*: el valor de los caudales en orden de ingreso es: 30 m<sup>3</sup>/s (calibración), 929.06 m<sup>3</sup>/s (periodo de retorno 5 años) y 1690.68 m<sup>3</sup>/s (periodo de retorno 50 años). El caudal de 30 m<sup>3</sup>/s es el caudal de calibración para los ajustes necesarios de geometría y coeficientes. Luego se procede a modelar con los caudales de 5 y 50 años de periodo de retorno como dos eventos.

- *Reach boundary conditions*: las condiciones de borde están dadas por el tirante normal (asumido) y su correspondiente valor de pendiente aguas abajo de 0.01. El flujo analizado será de categoría mixta, debido a las características que presenta el flujo ante avenidas (observación en campo).

### 3.2.1.4. VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS EN EL HEC - RAS

El modelo es capaz de plotear y visualizar los resultados para cada evento de simulación. A continuación se muestra el resumen de los diferentes gráficos y tablas de cada evento de modelación.

#### CALIBRACIÓN Q = 30 m<sup>3</sup>/s

Habiendo realizado los ajustes y validaciones de los parámetros de velocidad – tirante, en puntos localizados de la data de aforos y calibración, se obtiene la geometría y propiedades del sistema que será la base para eventos futuros.

<b>Estación</b>	<b>Descripción</b>	<b>Parámetro medido en campo</b>	<b>Parámetro obtenido en la simulación</b>
3 + 951.59	Próximo al 4to espigón.	Tirante máx. = 0.80 m Velocidad media = 1.07 m/s	Tirante máx. = 0.78 m Velocidad media = 1.03 m/s
4 + 154.30	Fin del dique los Puros	Tirante máx. = 0.6 m Velocidad media = 0.9 m/s	Tirante máx. = 0.5 m Velocidad media = 0.8 m/s

Cuadro 3.4. Valores observados y simulados en el modelo HEC RAS

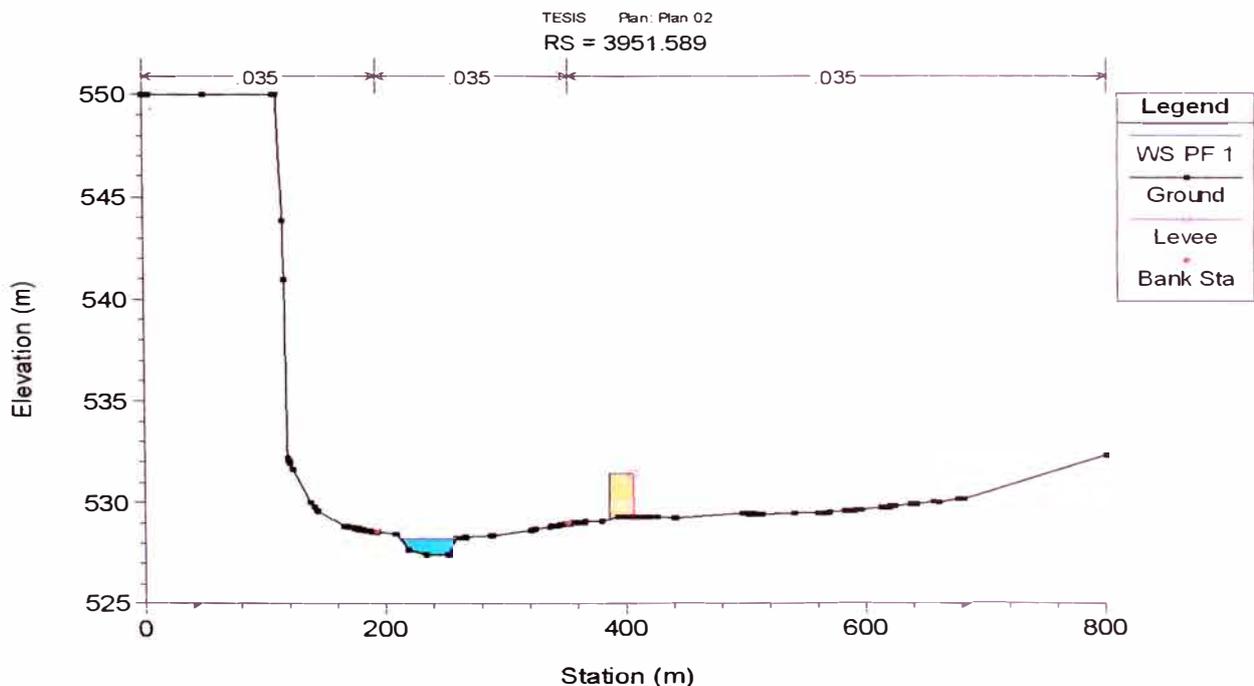


Fig. 3.10. Estación de control 3 + 951.59.

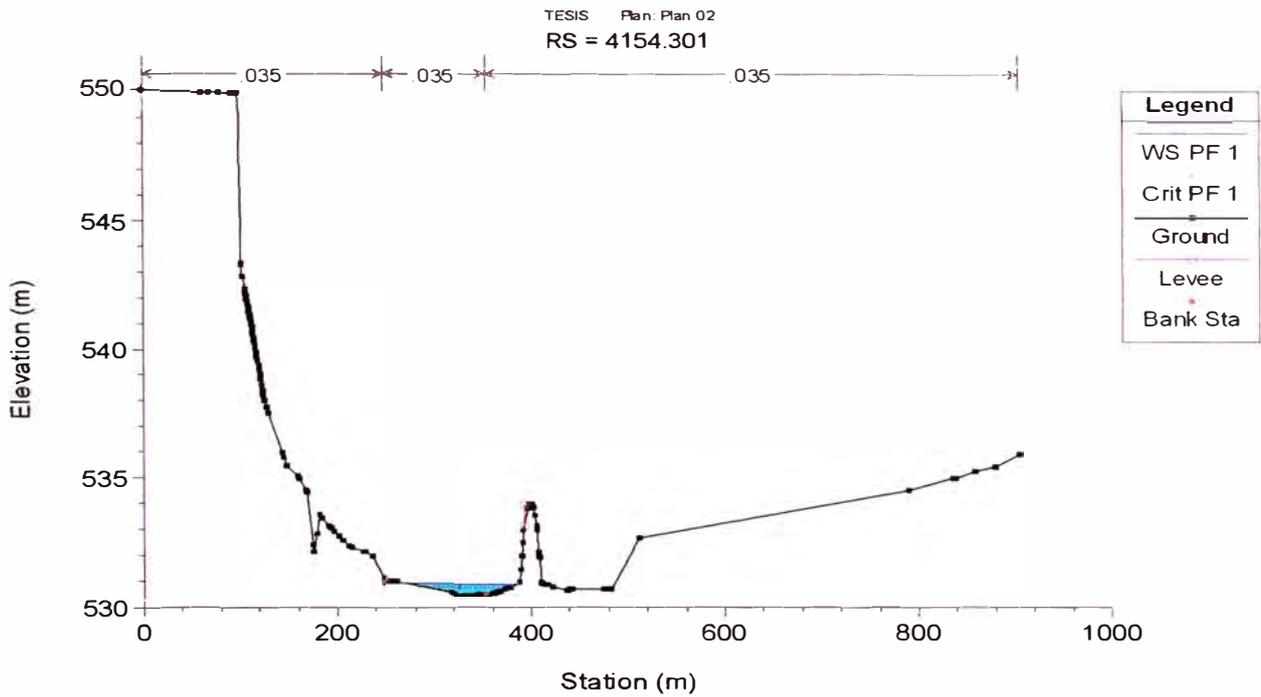


Fig. 3.11. Estación de control 4 + 154.30.

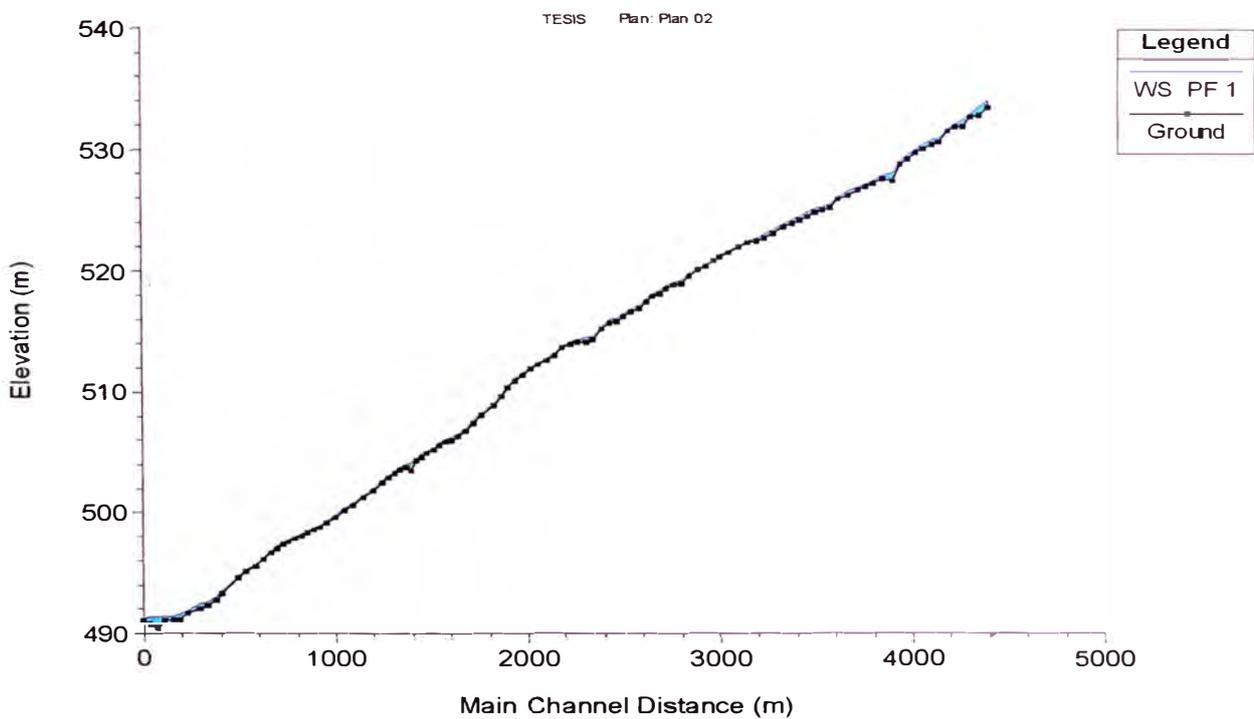


Fig. 3.12. Perfil longitudinal - Elevación de agua.

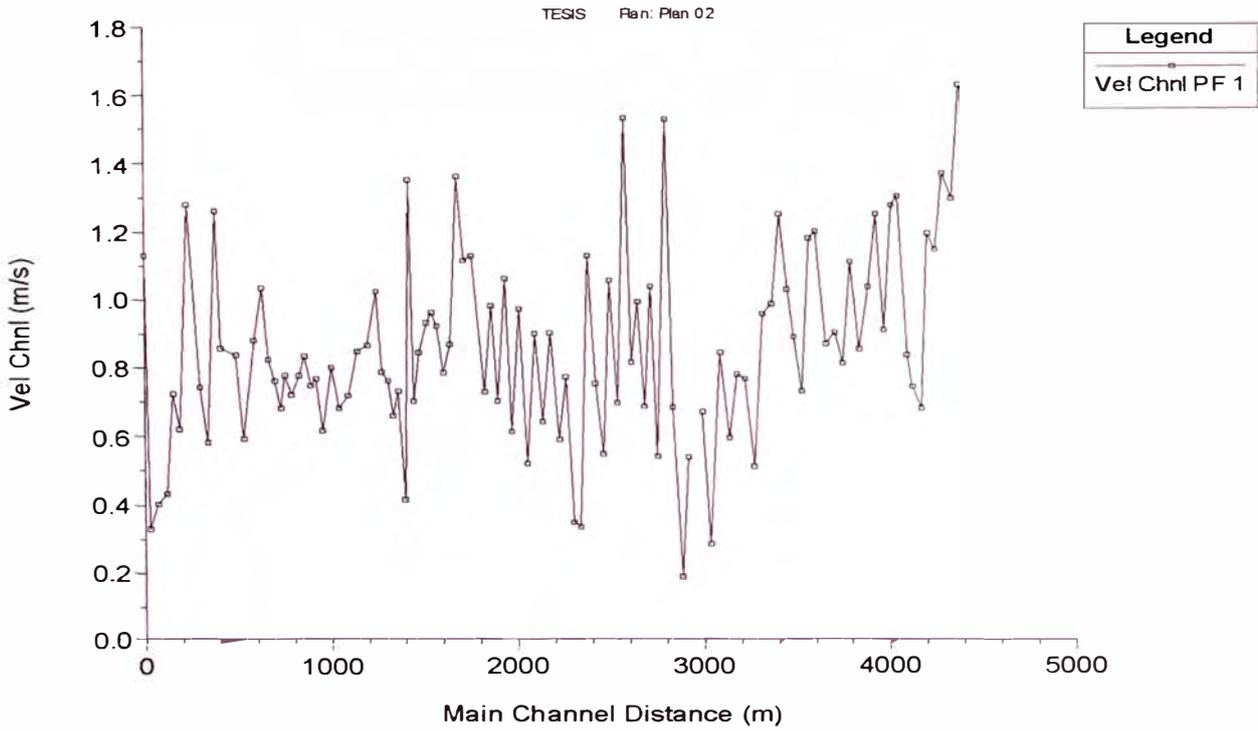


Fig. 3.13. Velocidades en el canal central.

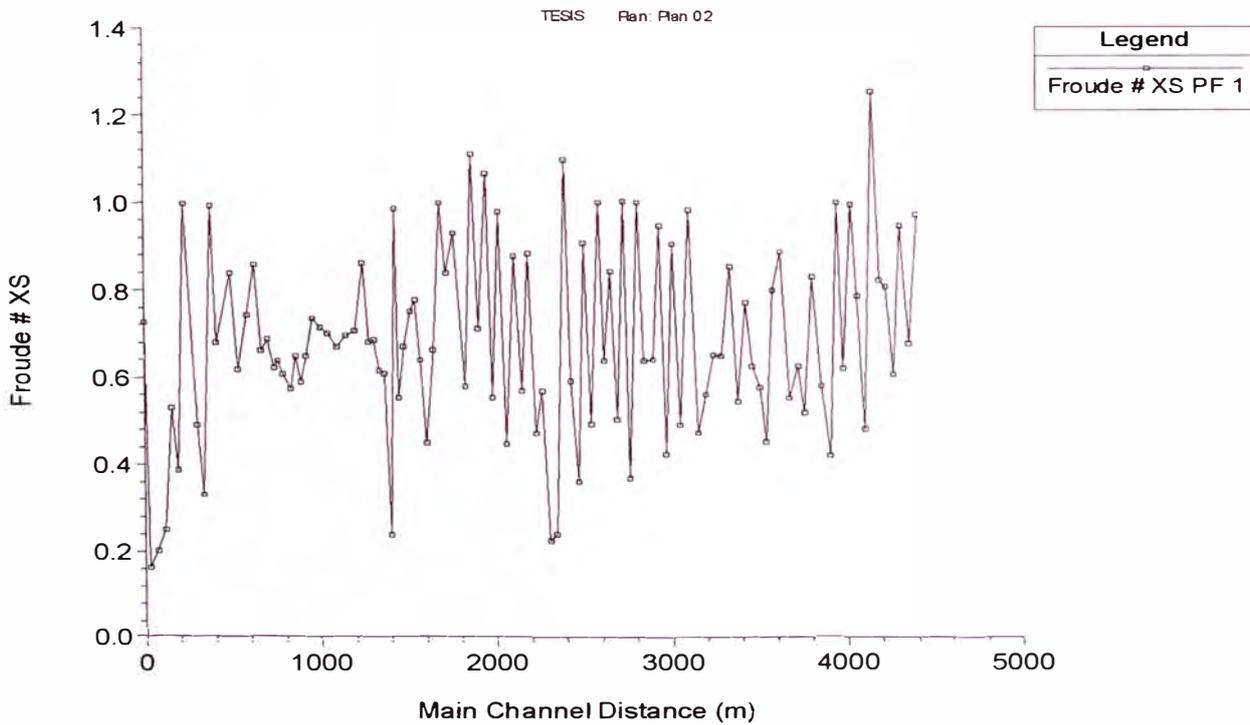


Fig. 3.14. Números de Froude en las secciones.

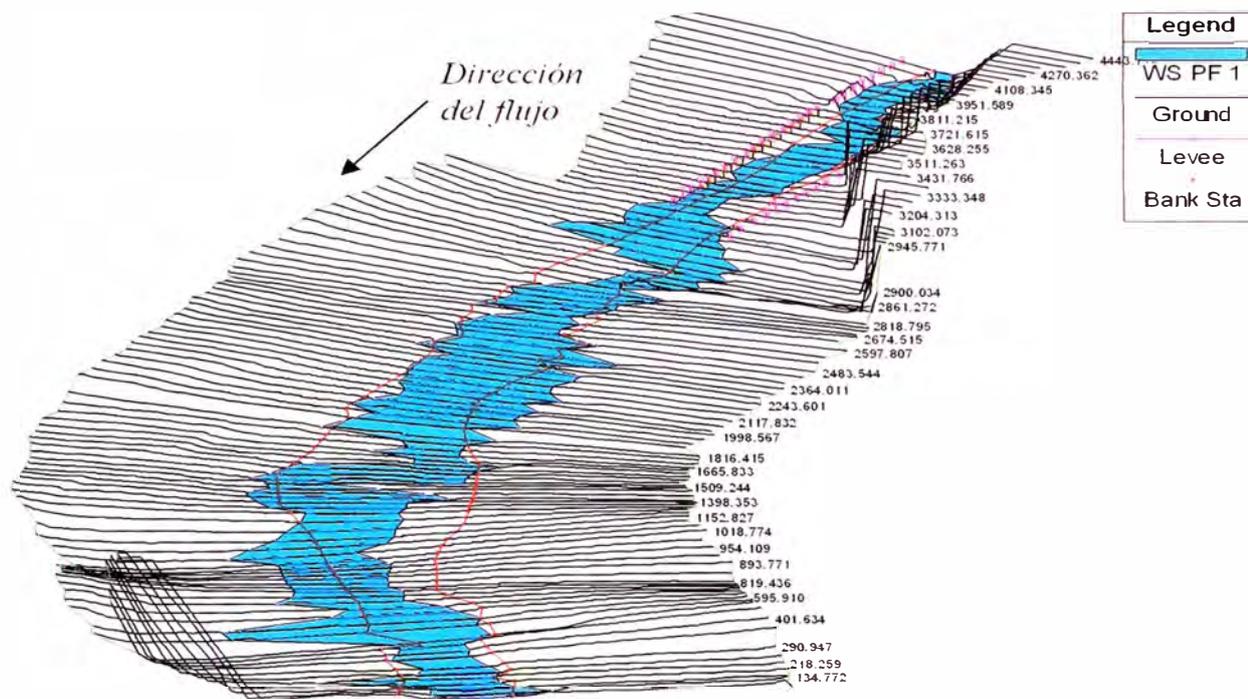


Fig. 3.15. Vista 3D del tramo simulado.

**EVENTO DE AVENIDA ORDINARIA  $Q = 929.06 \text{ m}^3/\text{s}$  (periodo de retorno de 5 años)**

Con el modelo geométrico calibrado, se procede a realizar la modelación para una avenida de  $929.06 \text{ m}^3/\text{s}$  de acuerdo al análisis hidrológico, esto corresponde a una avenida de periodo de retorno de 5 años.

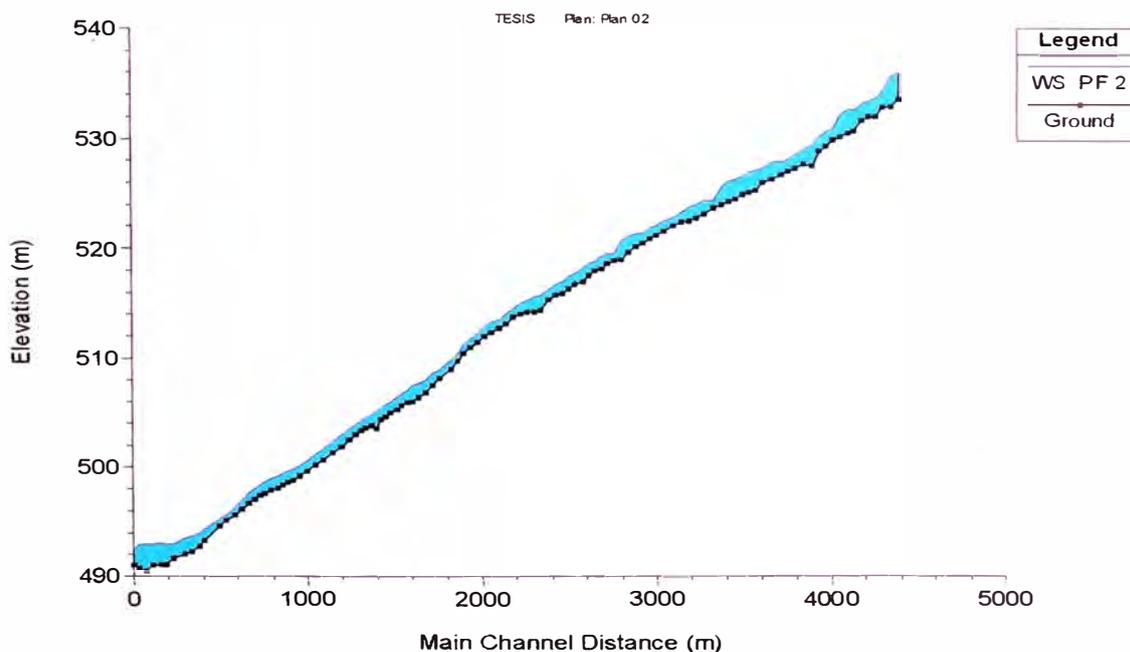


Fig. 3.16. Perfil longitudinal - Elevación de agua ( $Tr = 5$  años).

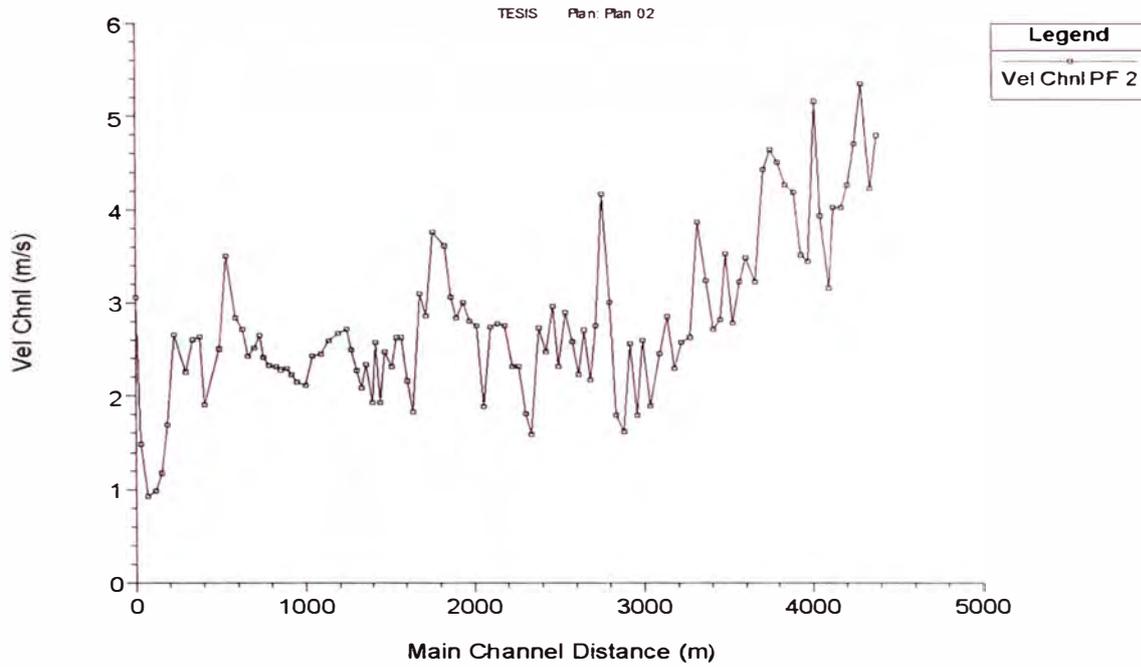


Fig. 3.17. Velocidades en el canal central. ( $Tr = 5$  años).

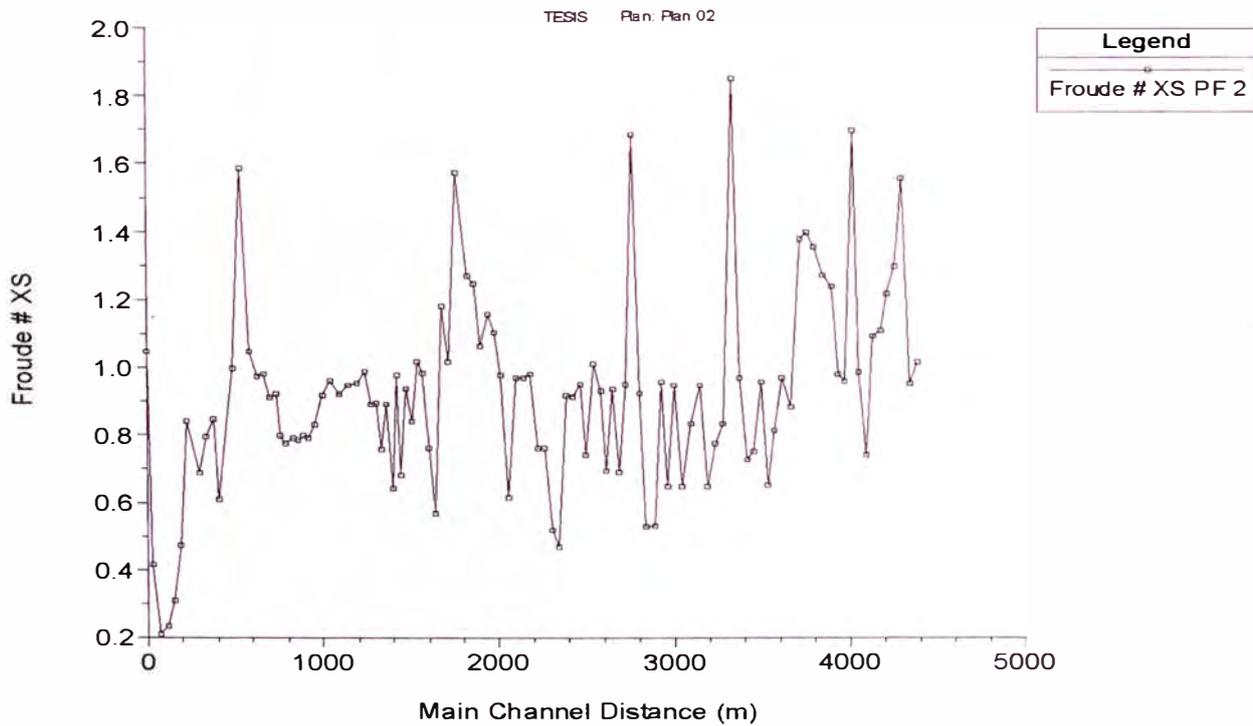


Fig. 3.18. Número de Froude en el canal central ( $Tr = 5$  años).

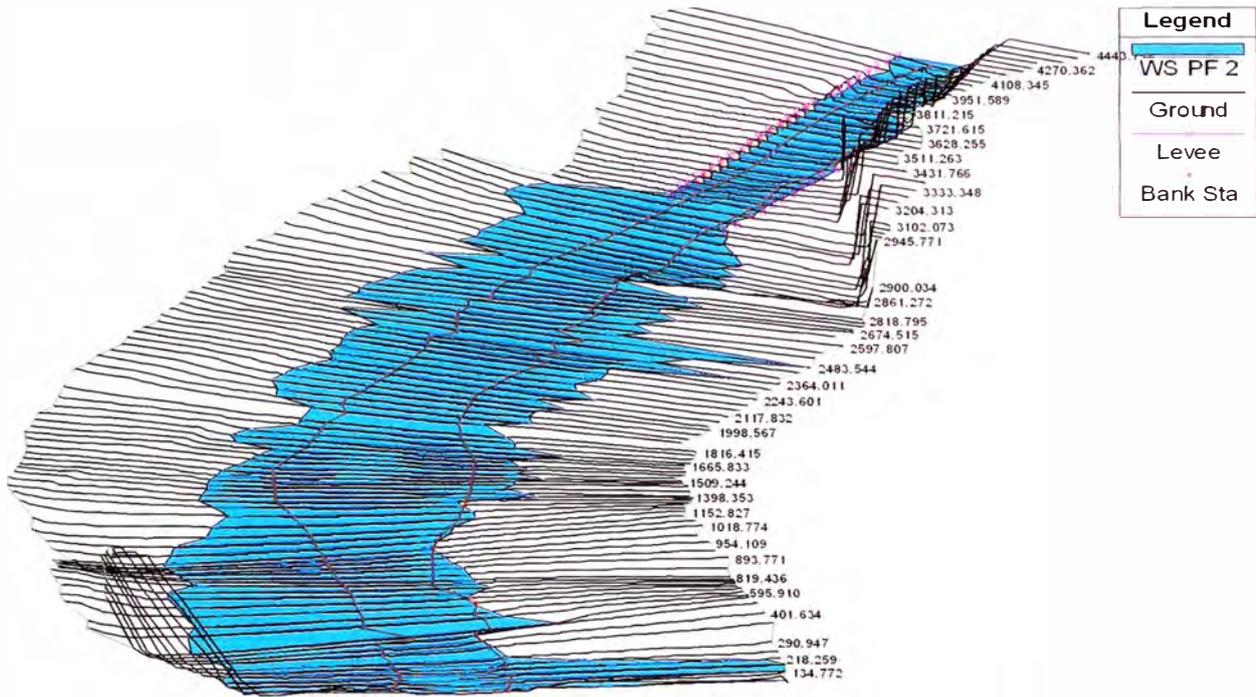


Fig. 3.19. Vista 3D del tramo simulado. ( $Tr = 5$  años).

**EVENTO DE AVENIDA MÁXIMA  $Q = 1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  (periodo de retorno de 50 años, Secciones Transversales - ver ANEXO 1)**

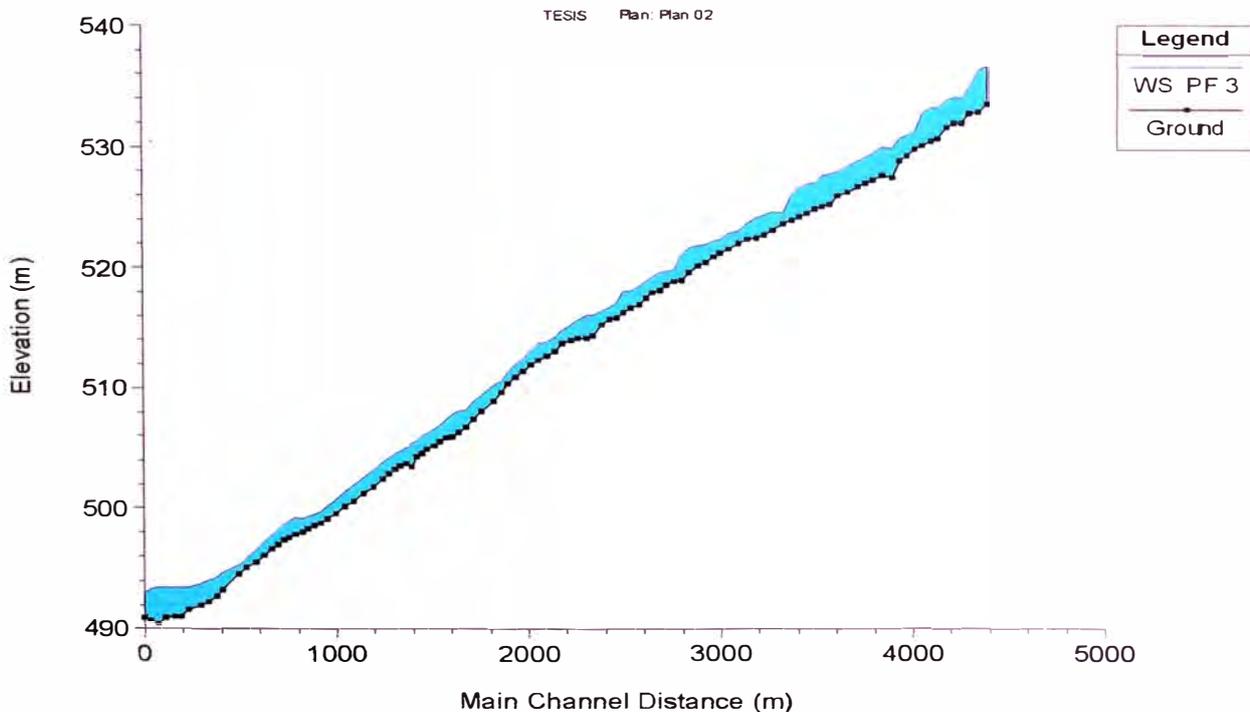


Fig. 3.20. Perfil longitudinal - Elevación de agua ( $Tr = 50$  años).

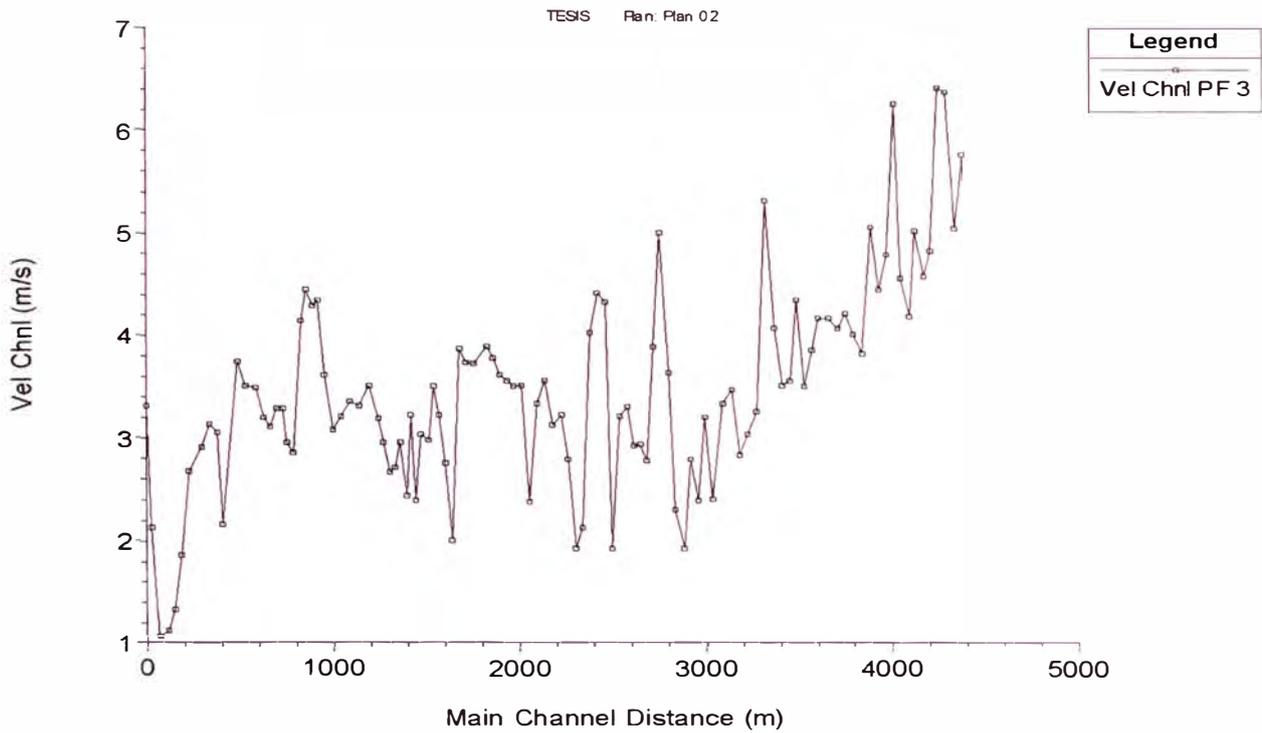


Fig. 3.21. Velocidades en el canal central. ( $Tr = 50$  años).

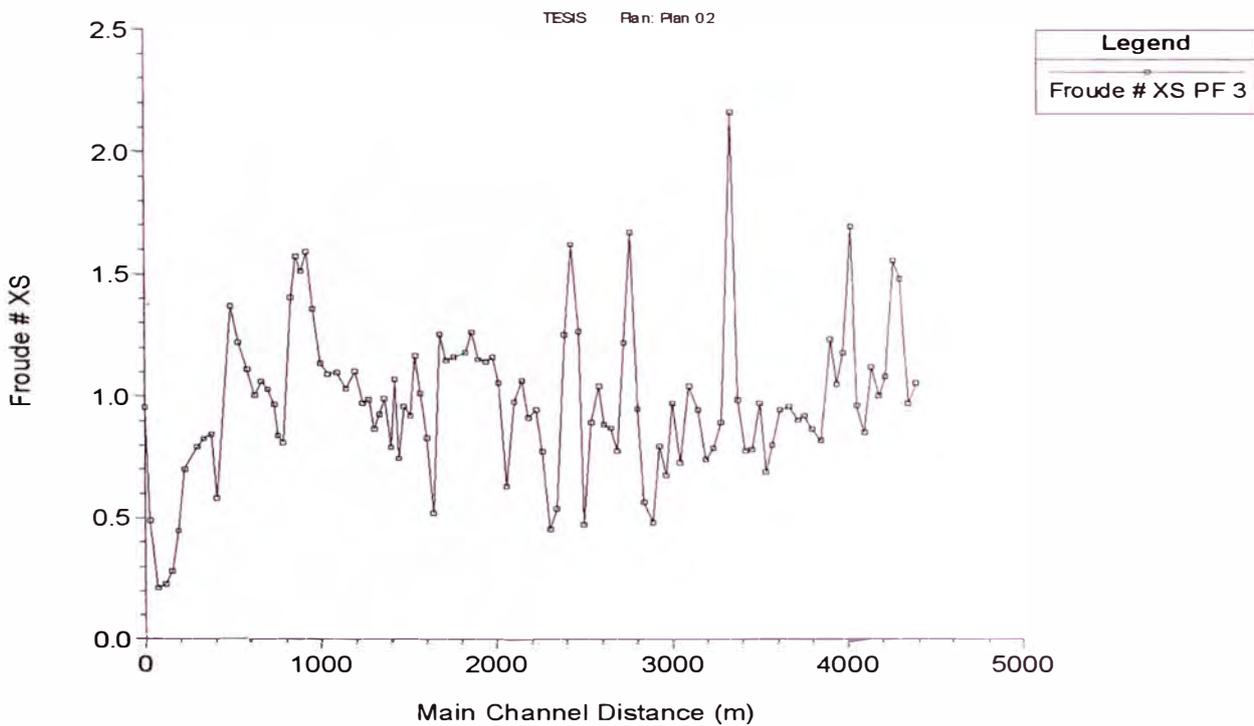


Fig. 3.22. Número de Froude en el canal central ( $Tr = 50$  años).

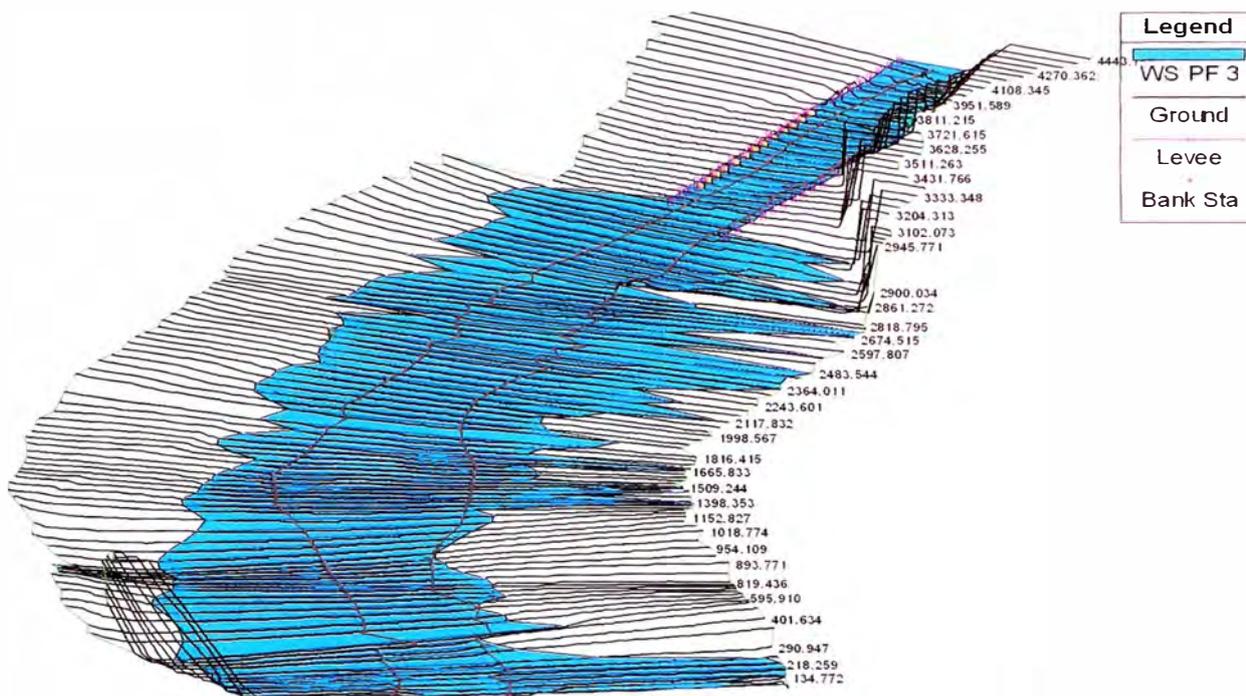


Fig. 3.23. Vista 3D del tramo simulado. ( $T_r = 50$  años).

### 3.2.1.5. VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS EN ENTORNO SIG – HEC GeoRAS. MODELACIÓN CUASI – BIDIMENSIONAL.

Una vez obtenido los resultados en el HEC –RAS, se procede a generar las subdivisiones de cada sección, tal como se describe en el Capítulo 1 en el apartado 1.2.3.1, donde se describe el método DCM o de canal dividido para la modelación de tipo “Cuasi - Bidimensional”, la cual se encuentra disponible en la versión HEC-RAS 3.1.3 con la opción “Run”:

*Steady Flow Analysis → Options → Flow distribution locations.*

Donde se divide cada sección de la siguiente forma:

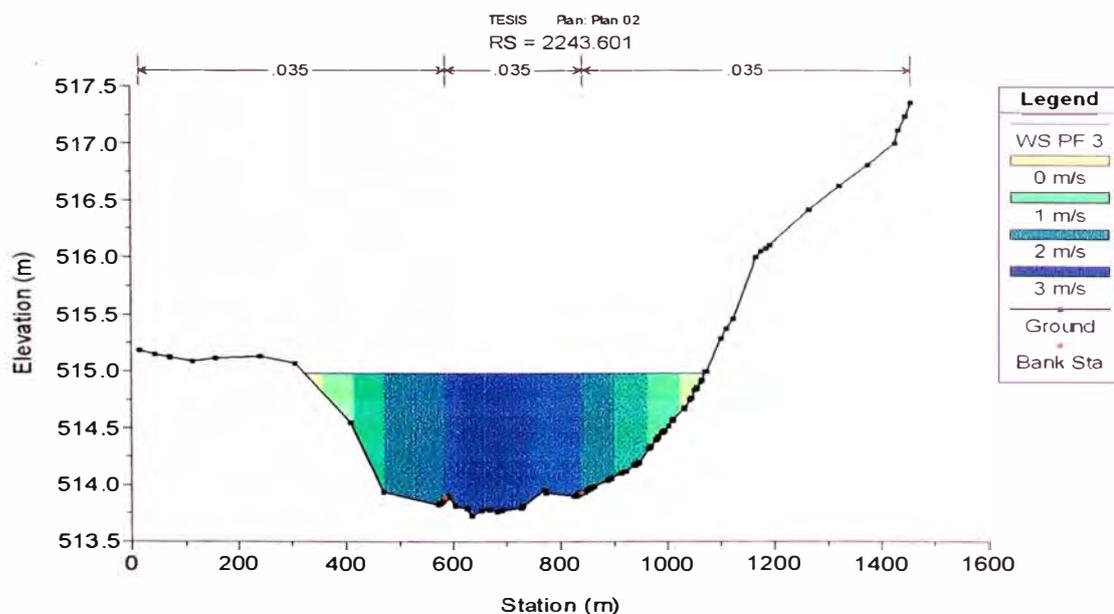
Llanuras de inundación: 10 divisiones.

Canal central: 25 divisiones.

En total se tienen 45 divisiones, siendo el número máximo, permitido en el software.

Se simula nuevamente para los tres caudales del apartado anterior, obteniéndose resultados para cada sección incluyendo las subdivisiones realizadas (Ejemplo: Fig. 3.24).

*Fig. 3.24. Sección 2 +243.60.*



La visualización de la modelación cuasi-bidimensional, tiene una mejor representación para el análisis en un entorno SIG.

Primero se genera el archivo de exportación del HEC – RAS para el Arc View 3.2: *MAJES\_QT.rasexport.sdf*.

Luego, mediante la aplicación HEC – Geo RAS se lee los resultados y la data contenida en dicho archivo, para generar llanuras de inundación y distribuciones de velocidades para los eventos de 5 y 50 años de periodo de retorno en un espacio 2D, propio de un sistema de información geográfica, facilitando el manejo de capas e imágenes de referencia.

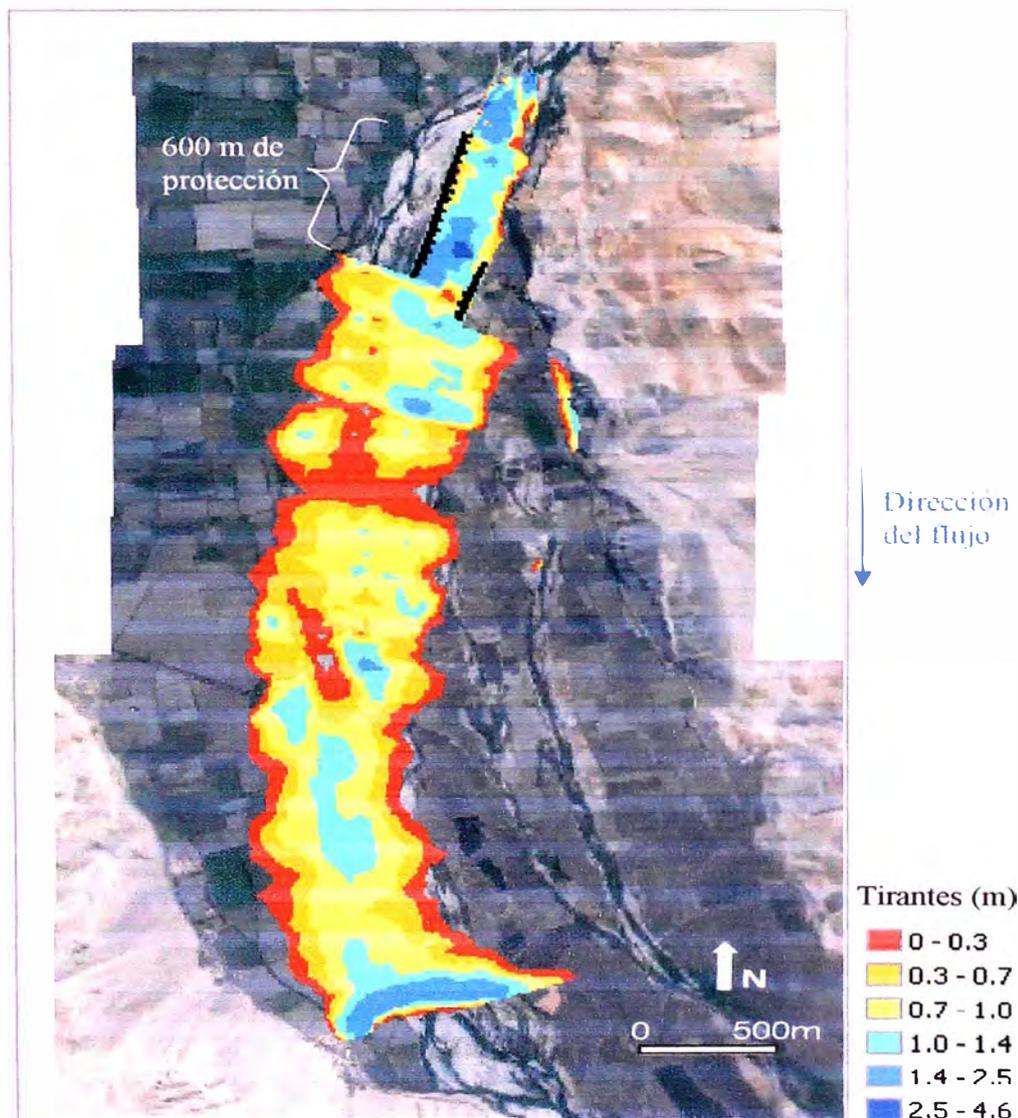


Fig. 3.25. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Tirantes en el tramo para un caudal de  $929.06 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 5 años de periodo de retorno, obteniéndose tirantes máximos de 4.6 metros.

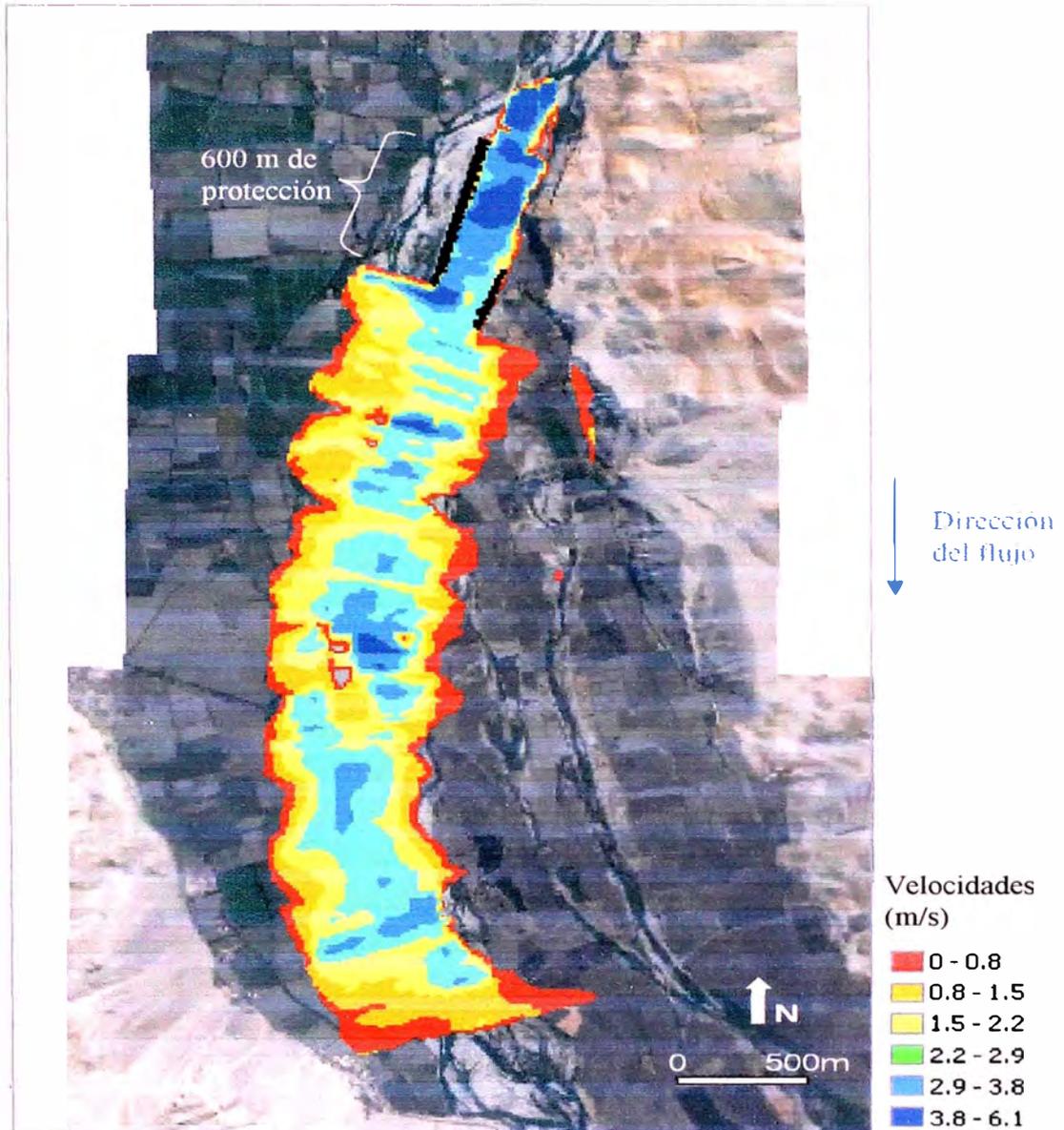


Fig. 3.26. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Velocidades en el tramo, para un caudal de  $929.06 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 5 años de periodo de retorno, obteniéndose velocidades máximas de  $6.1 \text{ m/s}$ .

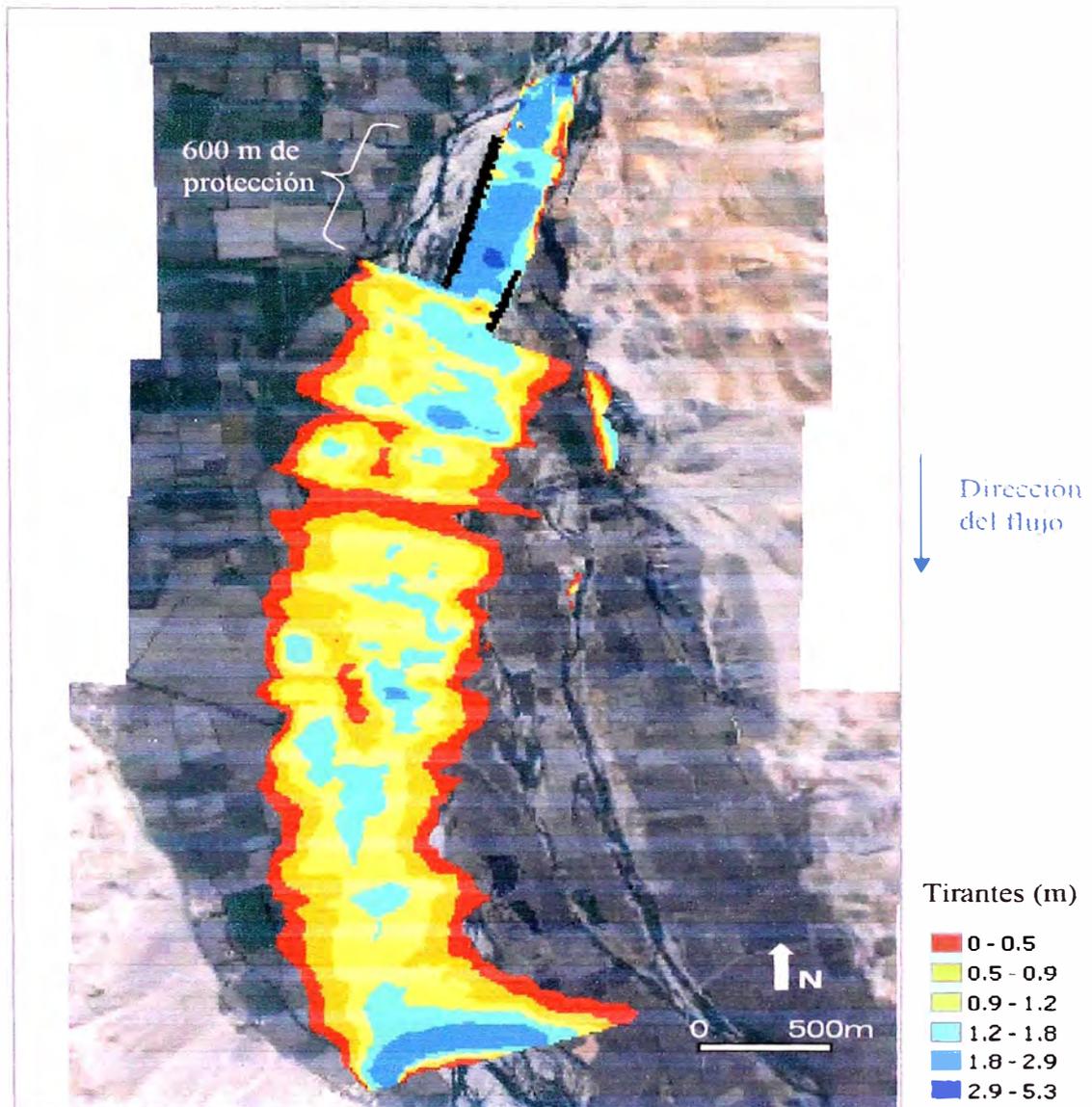


Fig. 3.27. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Tirantes en el tramo para un caudal de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 50 años de periodo de retorno, obteniéndose tirantes máximos de 5.3 metros.

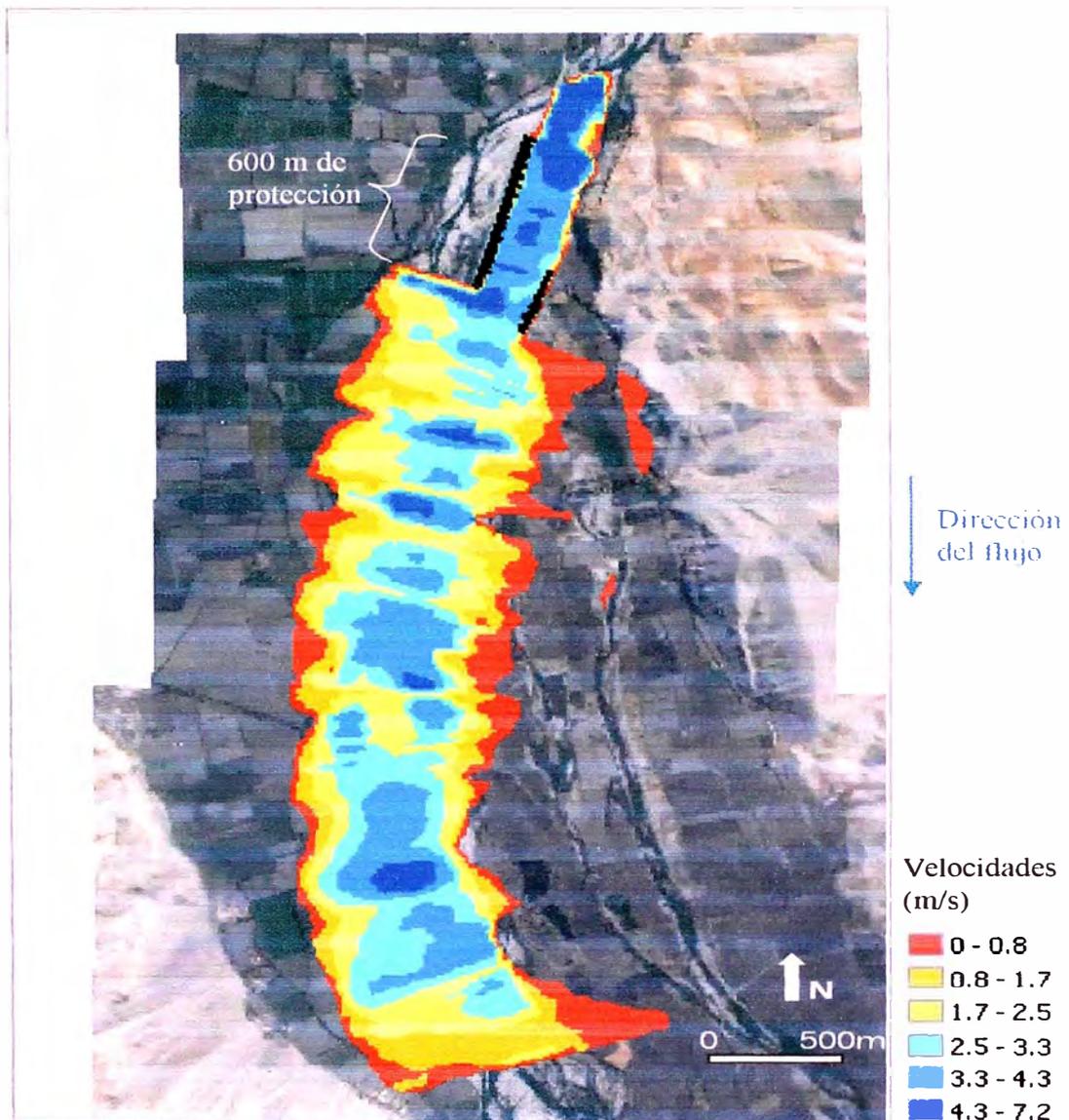


Fig. 3.28. Modelo Cuasi – Bidimensional. Distribución de Velocidades en el tramo, para un caudal de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a un evento de 50 años de periodo de retorno, obteniéndose velocidades máximas de  $7.2 \text{ m/s}$ .

### 3.2.2. MODELO BIDIMENSIONAL FESWMS

Después de haber descrito en el Capítulo I, el fundamento hidrodinámico y procesos que efectúa el modelo FESWMS. Se procede con la modelación matemática en dos dimensiones. El siguiente diagrama muestra el esquema para la modelación bidimensional.

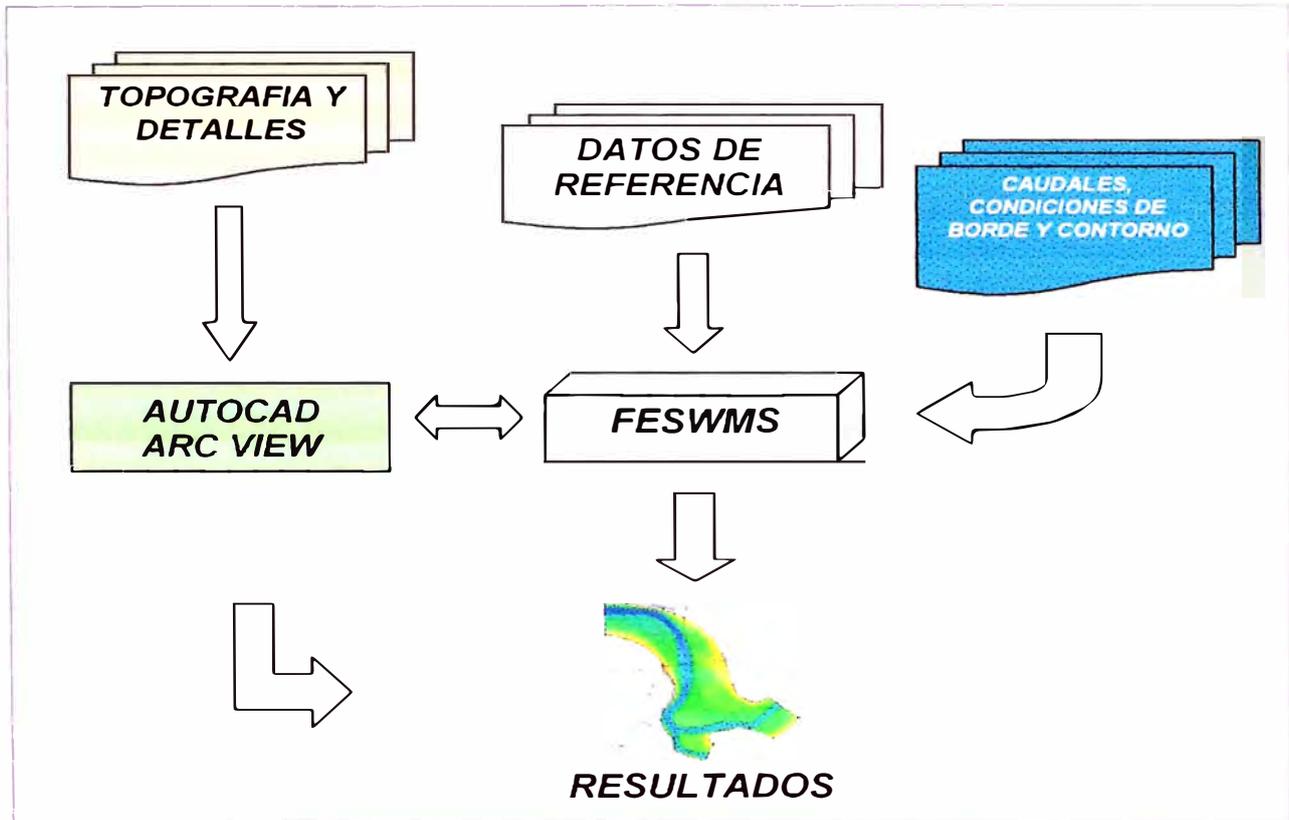


Fig. 3.29. Esquema para el modelo FESWMS.

Para la modelación 2D de la presente investigación, se representa dos escenarios totalmente diferentes en cuanto a la geometría (mallas de elementos finitos). Los cuales se resumen en el siguiente cuadro:

Escenario :	1. Condición inicial (año 1997)	2. Condición actual (espigones)
Objetivo:	Reflejar las condiciones iniciales y determinar el caudal de ingreso en ambos brazos del islote, antes del cierre.	Reflejar los parámetros de diseño (velocidad, tirante) para obras de defensa ribereña tipo espigón en tramo recto.
Caudal :	Caudal de 5 años de periodo de retorno (929.06 m <sup>3</sup> /s).	Caudal de 50 años de periodo de retorno (1690.68 m <sup>3</sup> /s).

### 3.2.2.1. DISEÑO DE LA MALLA

Con el empleo del SMS 9.0, se procede a diseñar la malla de elementos finitos, con la información generada en el SIG y la información de referencia en el Sistema Internacional de Unidades. Como se describió en la sección 1.2.4.2 del Capítulo 1, la forma, número y tamaño del elemento, dependerá del nivel de detalle que se requiera y del tiempo en el proceso de cálculo bajo sólidos criterios del modelador, para si obtener una malla con un nivel de detalle óptimo que logre la estabilidad y convergencia.

### MALLA PARA LAS CONDICIONES INICIALES – ESCENARIO 1

La metodología empleada para la generación de la malla para el primer escenario consiste en el empleo de los módulos “Map” y “Scatter” del SMS 9.0, con una imagen de referencia para la generación de polígonos, rugosidades de Manning. Finalmente con el modulo “Mesh” y la interpolación con puntos de elevación se genera la malla con 1850 elementos entre cuadriláteros y triángulos, aproximadamente cada elemento de 30 m x 30 m en zonas donde no se requiera un exhaustivo análisis (salida del brazo derecho Querulpa) y de 7 m x 7 m en zonas donde sea necesario una mayor descripción (ingreso al brazo izquierdo Tomaca).

A continuación, el proceso de refinamiento de la malla se realiza mediante herramientas del software, se hace necesario un control de calidad, una “relajación” de elementos proceso que consiste en la edición de ángulos internos de la malla y así obtener una malla en óptimas condiciones.

La topografía empleada en el modulo “Scatter” consiste en un tramo a curvas de nivel antes de la bifurcación, pero muy representativo en la determinación de los caudales de ingreso a cada brazo. Debido a la modificación actual del terreno no es posible contar con un levantamiento general. La simulación de las condiciones iniciales solo servirá de referencia para otorgar cierta magnitud al fenómeno descrito.

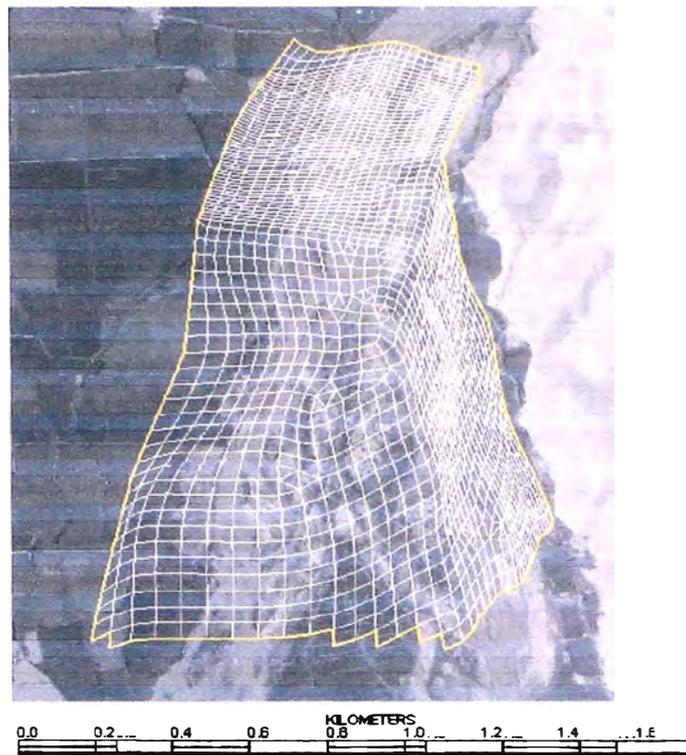


Fig. 3.30. Malla de elementos finitos (1850 elementos).

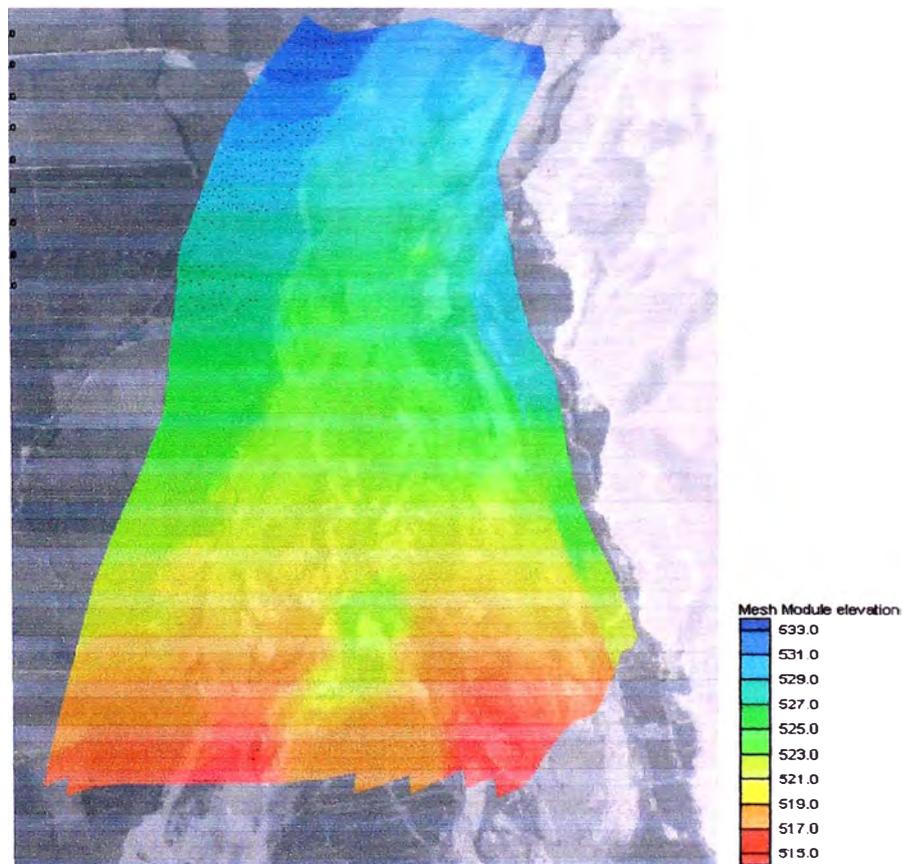


Fig. 3.31. Imagen aérea en segundo plano – Elevación del terreno.

## MALLA PARA LAS CONDICIONES ACTUALES (ESPIGONES)

### ESCENARIO 2

Se requiere de puntos XYZ para el proceso denominado “*Mesh Editing*”, el cual consiste en una triangulación, una unión (merge), refinamiento, relajación, control de calidad, hasta obtener una malla de elementos finitos totalmente confiable, lista para su calibración. Se obtuvo una malla de 3288 elementos (cuadriláteros) aproximadamente cada elemento de 12 m x 12 m.

Luego se insertan los diques longitudinales y espigones en la malla de acuerdo a especificaciones de expediente (planos AUTOCAD) y del reconocimiento en campo. Determinando la ubicación exacta, mediante el empleo de imágenes de referencia (aéreas y satelitales) y una base catastral SIG.

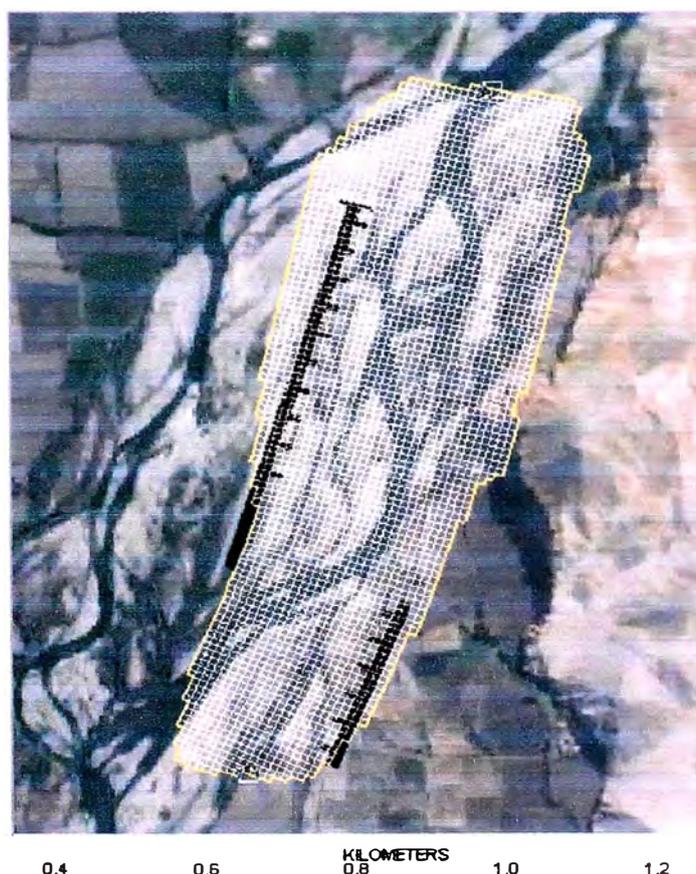


Fig. 3.32. Malla de elementos finitos (3288 elementos).

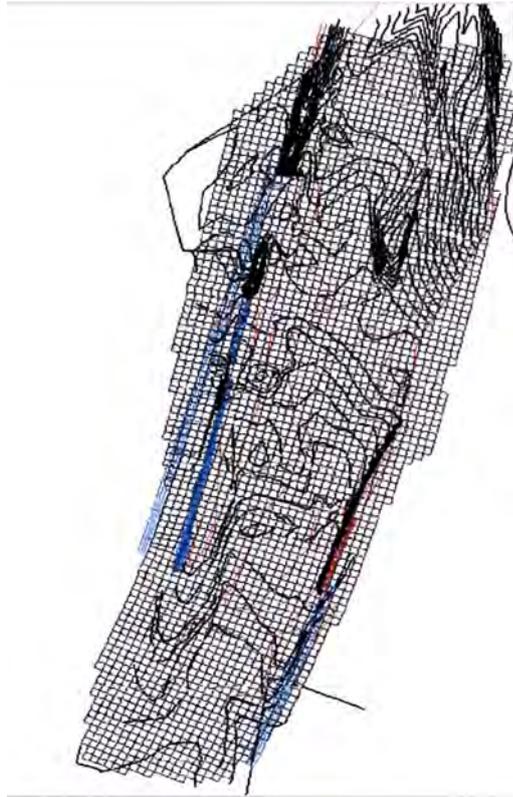


Fig. 3.33. Inserción de espigones según plano.

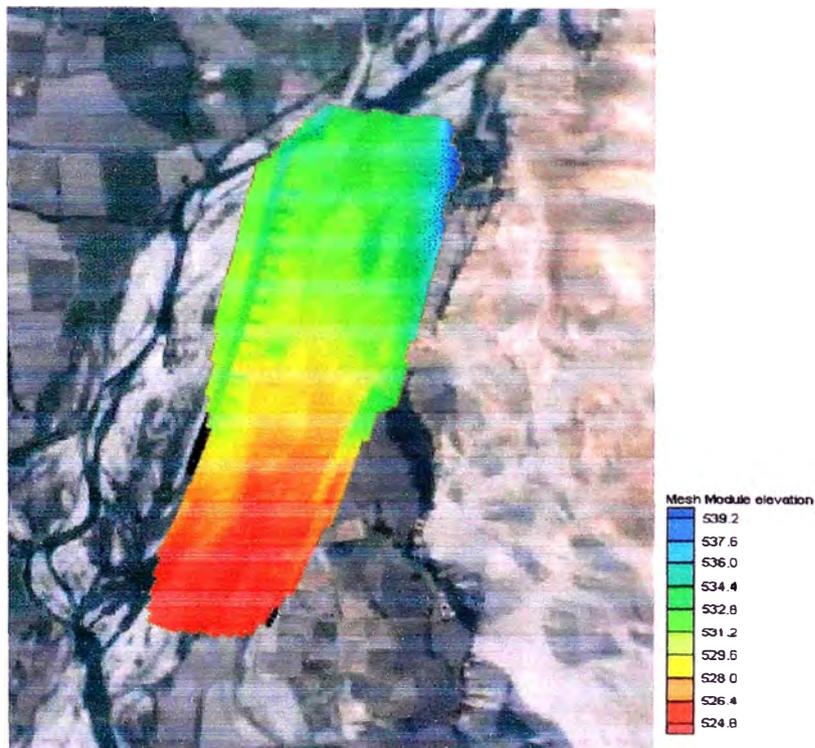


Fig. 3.34. Imagen satelital en segundo plano – Elevación del terreno.

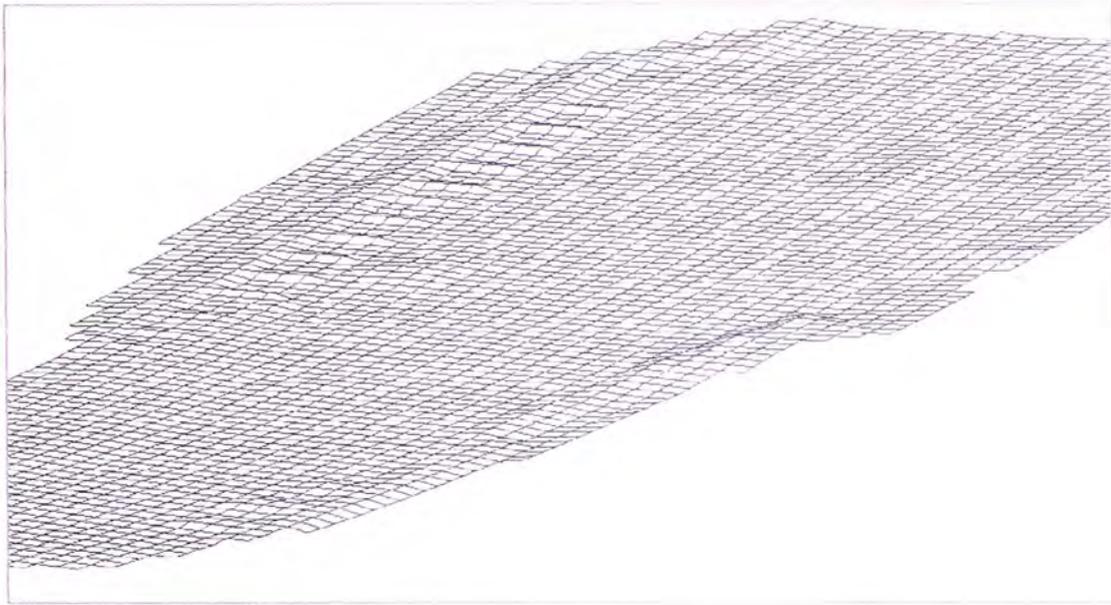


Fig. 3.35. Malla - vista 3D del sector Querulpa - 13 espigones, dirección aguas arriba.

### 3.2.2.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO

La calibración del modelo se realiza con el ingreso inicial de parámetros para el FESWMS. Si se varía cualquiera de estas variables, por ejemplo, el coeficiente de Manning vs coeficiente Eddy Viscosity (Viscosidad Aparente), se va obteniendo diversos resultados o en el peor de los casos, no se llega a ninguna solución. Este proceso también se denomina “*Sensitivity analysis*”.

En los dos escenarios propuestos para el modelo bidimensional, la metodología seguida para la calibración es la siguiente:

#### ESCENARIO 1:

Existen dos formas para llegar a la estabilidad y convergencia en las iteraciones que ejecuta el modelo. Uno se refiere al empleo de los resultados de simulaciones previas como condiciones iniciales. El segundo requiere de una visualización de la convergencia debido a la cantidad de tiempo que llevaría al usuario determinar las condiciones óptimas de calibración, tal como se realiza en la primera forma, esta última forma se emplea para la modelación del primer

escenario de condiciones iniciales (año 1997) mediante el empleo de la herramienta “Steering Module”.

Así, se obtuvo resultados de la simulación con 5 iteraciones.

Los parámetros de ingreso fueron:

Rugosidades de Manning: para las condiciones de 1997 se tuvieron tres tipos de materiales, los cuales se definen en la propia malla de elementos, según las características del cauce y planicies de inundación en base a observación y tablas.

Coefficientes de Manning:  
 n lecho gravoso: 0.035  
 n cultivos: 0.04  
 n enrocado: 0.04



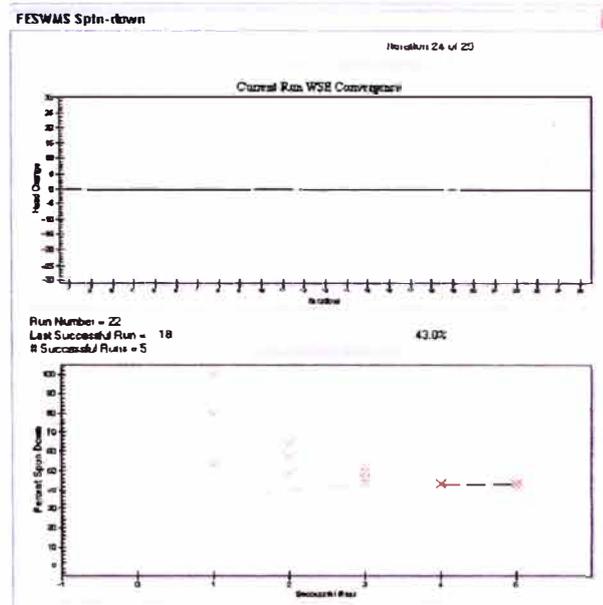
Fig. 3.36. Distribución de las rugosidades en la malla.

La simulación con la cual se llegó a la convergencia, se hizo posible con los siguientes valores:

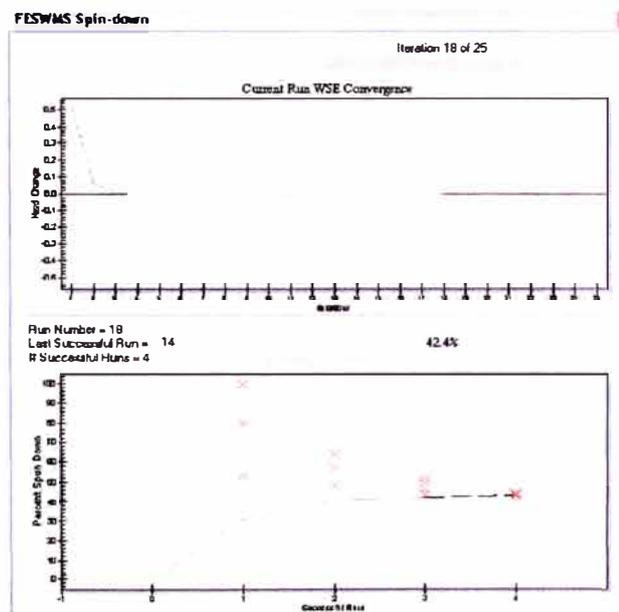
<b>Variable</b>	<b>Simulación</b>
Caudal (Q) m <sup>3</sup> /s	929.06
Viscosidad Aparente (V <sub>0</sub> ) m <sup>2</sup> /s	5.0
Nivel de aguas arriba (WS) m	533.0
Nivel de aguas abajo (WS) m	528.0

Cuadro 3.5. Valores que permiten la convergencia con la herramienta Steering Module – FESWMS Spindown.

El proceso de convergencia y estabilidad se pudo analizar con las visualizaciones que soporta el SMS 9.0. Así por ejemplo, la herramienta “FESWMS Spin down” permite acelerar el proceso de iteración y alcanzar valores óptimos de calibración.



Proceso de convergencia sin llegar a resultados óptimos.



Proceso de convergencia óptimo y final.

Fig. 3.37. Convergencia haciendo uso de la herramienta Steering Module – FESWMS Spindown.

## ESCENARIO 2:

Mediante la herramienta *Steering Module* para el proceso de convergencia, se obtuvieron los siguientes resultados para el caudal de calibración de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ .

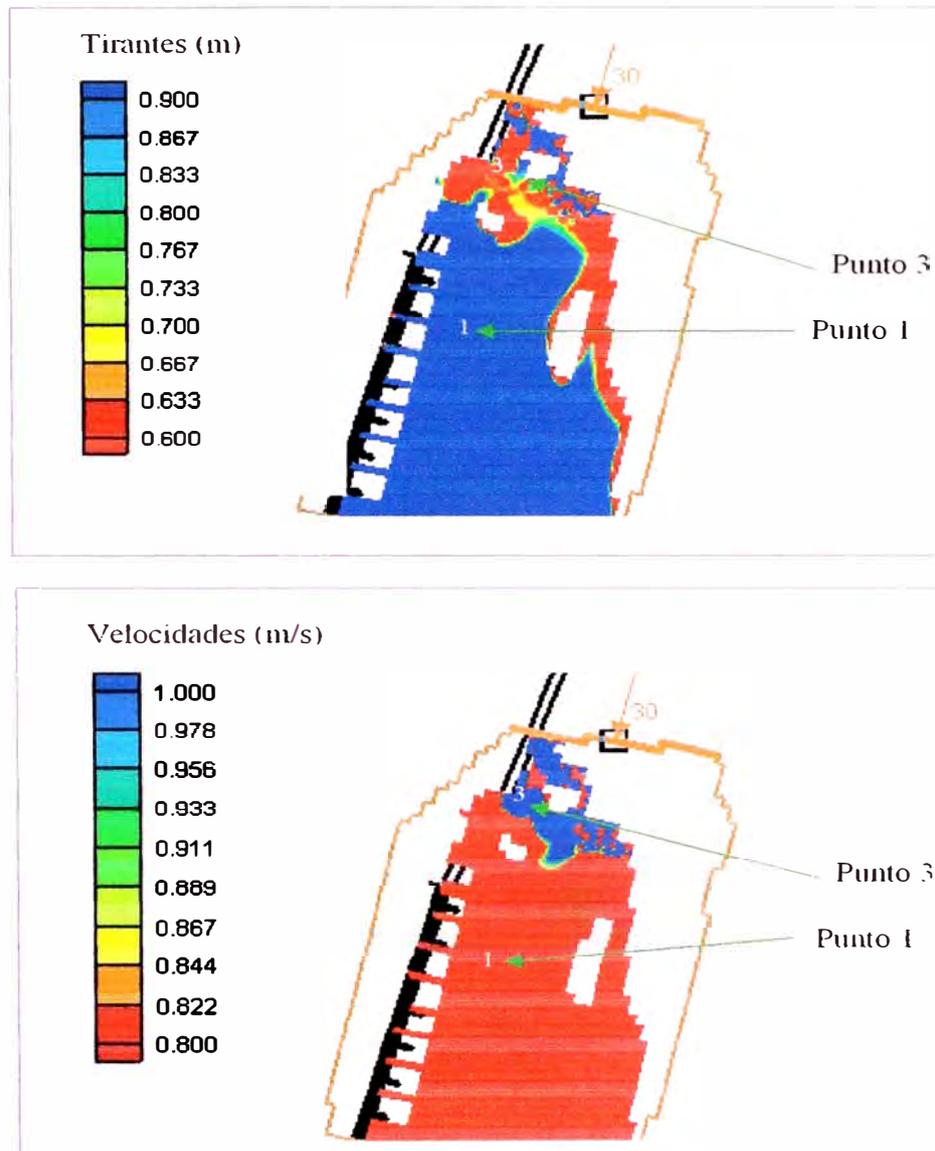


Fig. 3.38. Tirantes y velocidades para un evento de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Los resultados de la Fig. 3.38 se hizo posible mediante 10 iteraciones, donde los niveles de agua iniciales fueron obtenidos del modelo unidimensional.

A continuación se hace una comparación entre los valores medidos y los obtenidos por el modelo bidimensional FESWMS:

<b>PUNTO</b>	<b>Descripción</b>	<b>Parámetro medido en campo</b>	<b>Parámetro obtenido en la simulación</b>
1	Próximo al 4to espigón.	Tirante máx. = 0.80 m Velocidad puntual = 1.07 m/s	Tirante máx. = 0.9 m Velocidad puntual = 0.8 m/s
3	Fin del dique los Puros	Tirante máx. = 0.60 m Velocidad puntual = 0.90 m/s	Tirante máx. = 0.6 m Velocidad puntual = 1.0 m/s

Cuadro 3.6. Valores observados y simulados en el modelo FESWMS.

La primera forma para llegar a la convergencia y estabilidad deseada es el empleo de los resultados de simulaciones previas como condiciones iniciales. A veces también, según las condiciones de borde y contorno, se llega a una convergencia rápida con tan solo otorgar valores iniciales acertados de calibración, sin necesidad de emplear simulaciones previas. Esta metodología se empleo en la simulación para un caudal de 1690.68 m<sup>3</sup>/s correspondiente a un evento de 50 años de periodo de retorno.

Estos valores fueron:

<b>Variable</b>	<b>Simulación 1</b>	<b>Simulación 2</b>	<b>Simulación 3</b>
Caudal (Q) m <sup>3</sup> /s	1 690.68	1 690.68	<b>1 690.68</b>
Manning (n) m <sup>-1/3</sup> s	0.035	0.035	<b>0.035</b>
Viscosidad Aparente (V <sub>0</sub> ) m <sup>2</sup> /s	5	10	<b>20</b>
Nivel de aguas arriba (WS) m	538	535	<b>534.81</b>
Nivel de aguas abajo (WS) m	536	534	<b>531</b>

Cuadro 3.7. Resultados de simulaciones vs variables asignadas.

Siendo la simulación 3, definitiva para la visualización de resultados. Se puede apreciar que con un aumento en la viscosidad  $V_o$  y una disminución ligera de valores de los niveles aguas arriba y aguas abajo, se puede llegar a una estabilidad.

Este artificio se puede realizar con otras variables, según el objetivo que se tenga. En el caso del modelo que se está analizando, el caudal máximo debe permanecer invariable para poder apreciar el comportamiento del flujo ante una avenida máxima.

La rugosidad de Manning - Strickler permanece invariable, aunque pudo también variarse de acuerdo al rango establecido para lechos gravosos, pero se tuvo en cuenta que los valores asignados sean iguales a los asignados al modelo unidimensional.

Los valores de  $V_o$  (viscosidad aparente), dependen del comportamiento del flujo sobre un material determinado, puede variar desde valores de 1  $m^2/s$  hasta 100  $m^2/s$  en canales naturales, siendo este último valor, una exageración pero no se limita su empleo. Específicamente en ríos donde se forman remolinos, turbulencia, según la calibración del modelo, un valor de 20  $m^2/s$  hace posible la estabilidad en la tercera simulación.

### 3.2.2.3. RESULTADOS

Luego de haber realizado la calibración de los modelos, se obtienen los siguientes resultados.

#### **PRIMER ESCENARIO – CONDICIONES ORIGINALES DEL SECTOR (AÑO 1997)**

Con el objetivo de simular las condiciones originales del sector, específicamente en la determinación de los caudales de ingreso a cada brazo del río, se simuló con un caudal aproximado de 5 años de periodo de retorno (929.06  $m^3/s$ ) tal como se presentó en el año de 1997.

Se definen líneas de flujo “Flux string” en la cabecera de la malla de ingreso de caudal y en los contornos que delimitan el ingreso del flujo en cada brazo.

Para dicho caudal, el parámetro analizado es la velocidad, los tirantes no son representativos.

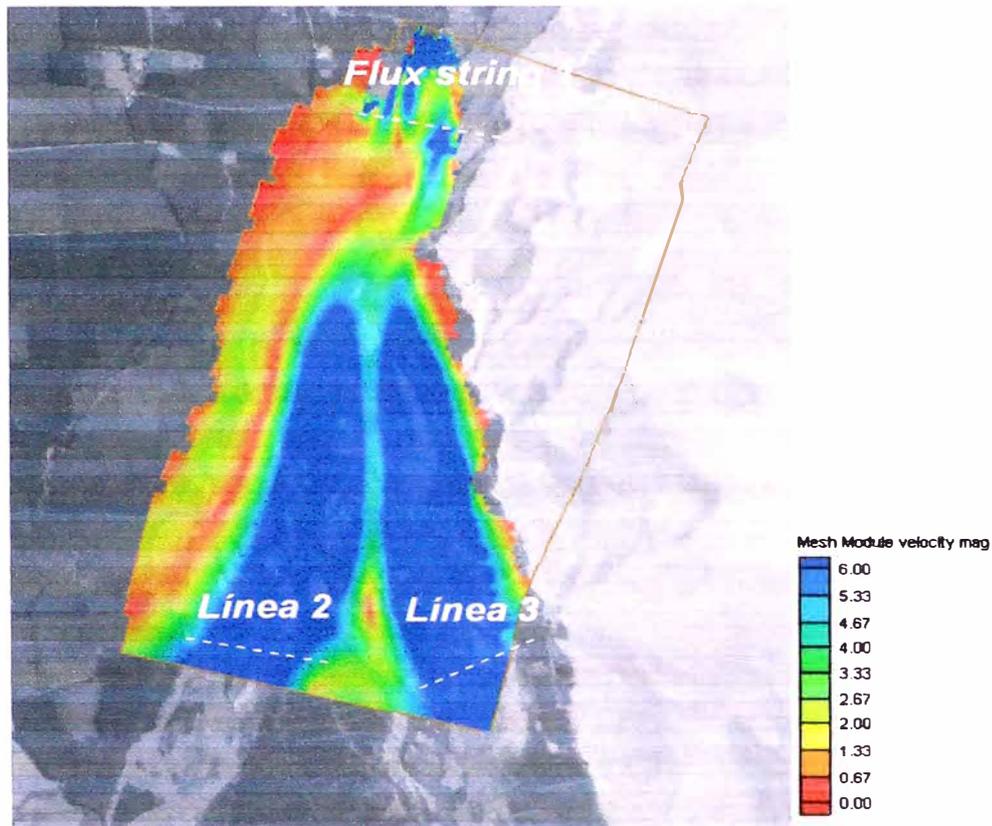


Fig. 3.39. Distribución de las velocidades antes del ingreso a los dos brazos del islote (año 1997).

\*\*\* FLUX LINE REPORT \*\*\*

Line No.	Line ID	Total flow (m <sup>3</sup> /s)	Percent of first
1	1	929.740	197.1
2	2	472.743	100.0
3	3	449.171	95.1

Cuadro 3.8. Resultados del caudal que atraviesa las líneas de flujo definidas anteriormente.

## SEGUNDO ESCENARIO – ANALISIS DE ESPIGONES

El modelo FESWMS ofrece los resultados en dos dimensiones de la magnitud de la velocidad, tirante de agua (elevación de la superficie) y comportamiento del flujo.

Los cálculos y resultados en dos dimensiones de los 3288 elementos y aproximadamente 10166 nodos se realizaron en 20 iteraciones, los cuales son detallados en archivos en forma de texto (\*.prt).

### TIRANTES – SUPERFICIE DE AGUA (m)

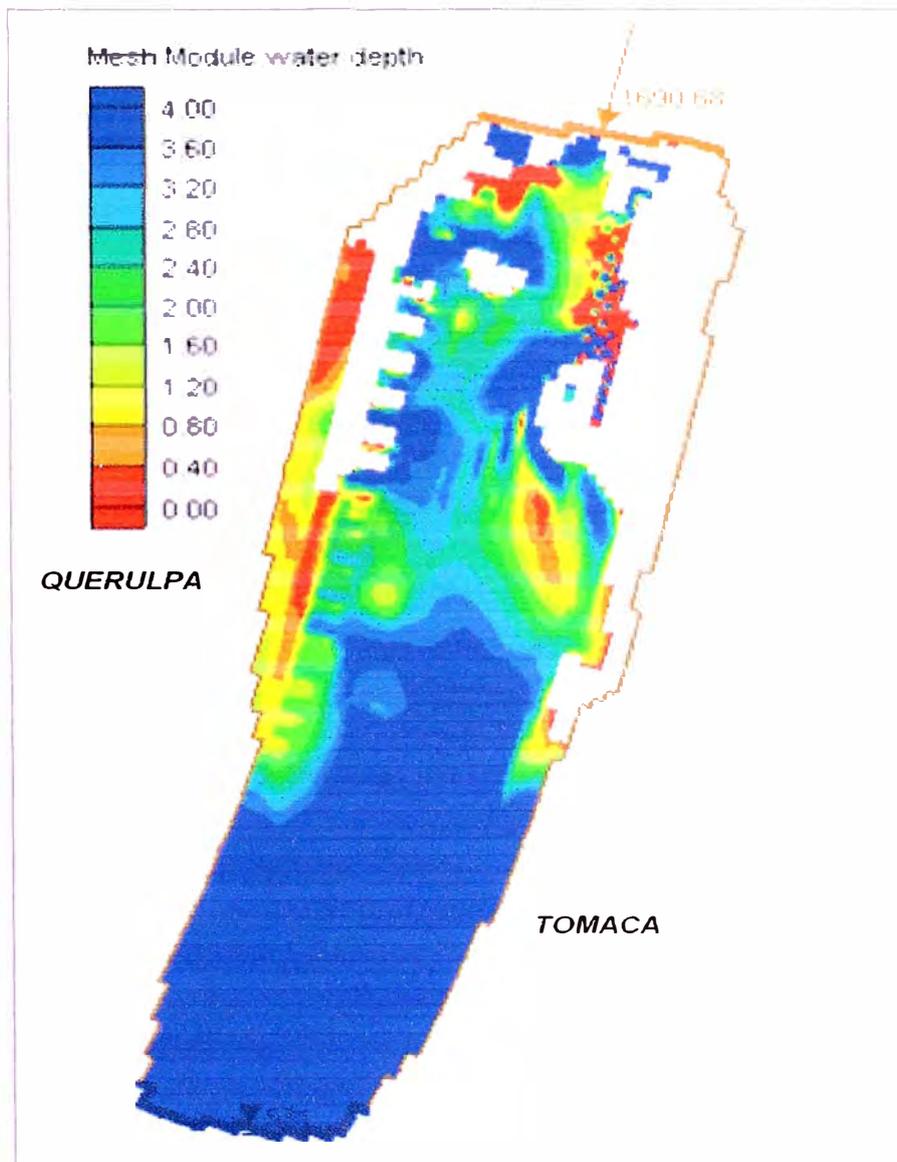


Fig. 3.40. Tirantes – Modelo bidimensional.

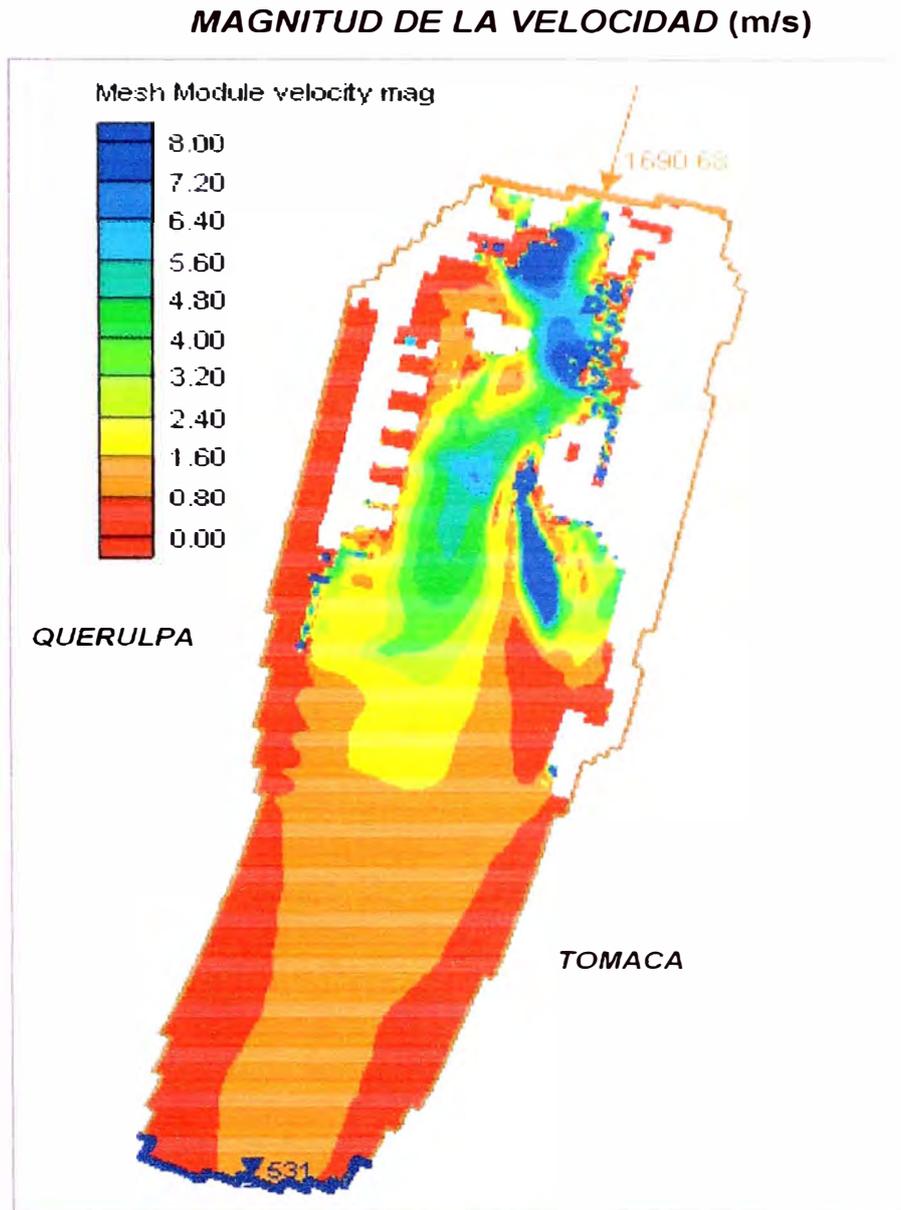


Fig. 3.41. Magnitud de velocidad – Modelo bidimensional.

## COMPORTAMIENTO DEL FLUJO ANIMACIÓN



*Fig. 3.42. Comportamiento del Flujo – Modelo bidimensional.*

## CAPÍTULO 4: INTERPRETACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En el Capítulo 1, se detalla la teoría hidrodinámica del flujo en cauces naturales para una y dos dimensiones, posteriormente en el Capítulo 3 se muestran los resultados que se logran obtener con los modelos HEC RAS y FESWMS bajo parámetros, similitudes y limitaciones que a continuación se interpretan y detallan en el presente capítulo.

### 4.1. APLICACIÓN DE LOS MODELOS HEC RAS Y FESWMS EN RÍOS DE PENDIENTE MODERADA CASO RÍO MAJES - DEFINICIÓN DE LLANURAS INUNDABLES

La obtención de llanuras inundables en régimen permanente con el modelo HEC – RAS, queda muy bien definido, mas aún en combinación con la modelación cuasi – bidimensional, se logra obtener la distribución 2D de velocidades y tirantes en todo el tramo en análisis, alrededor de 4.4 km (Figuras 3.28 al 3.31 Capítulo 3).

En el tramo encauzado mediante espigones se considero a los diques lo suficientemente elevados como para que no ocurra un rebose, esto con fines de diseño para la obtención de los tirantes en dicho tramo. Inmediatamente después de este tramo se obtiene la inundación simulada en ambas márgenes ocupadas. Mediante herramientas de geoprocésamiento que proporciona el SIG, fue posible el cálculo de las áreas inundadas (Cuadro 4.1).

<b>Caudal (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Áreas inundadas Sector Querulpa</b>	<b>Áreas inundadas Sector Tomaca</b>
(Tr = 5 años) 929.06 m <sup>3</sup> /s	0.61 km <sup>2</sup>	0.33 km <sup>2</sup>
(Tr=50 años) 1690.68 m <sup>3</sup> /s	0.73 km <sup>2</sup>	0.47 km <sup>2</sup>

*Cuadro 4.1. Áreas inundadas en el sector Querulpa – Tomaca.*

La convergencia y estabilidad de un modelo unidimensional tipo HEC - RAS, se debe al esquema de cálculo que emplea, haciéndolo muy potente ante cualquier escenario en régimen permanente

Como se analizó en el Capítulo 1, se puede complementar que la resolución de las ecuaciones en el HEC – RAS se basan en la resolución del modelo de Onda Cinemática (Lighthill y Whitham 1955), la cual se caracteriza por emplear la ecuación paramétrica de Manning, siendo recomendable su empleo cuando el hidrograma tiene una variación muy suave o aproximarse a caudal constante (pico) y con una pendiente moderada a fuerte.

La aplicabilidad en ríos de pendiente moderada caso río Majes y especialmente en el tramo analizado correspondiente al sector Querulpa – Tomaca, donde se obtienen pendientes que varían desde 0.01 hasta 0.02 en algunos casos, ofrece resultados confiables.

Para el caso del modelo bidimensional FESMWS – 2DH, uno de los parámetros que limitan su simulación en cualquier sistema fluvial, viene a ser la pendiente del río. Según la definición exacta del modelo, el FESWMS es un sistema de modelación de agua superficial mediante elementos finitos, mediante flujo bidimensional en el *plano horizontal* y fue desarrollado especialmente para evaluar condiciones hidráulicas muy complejas en cruces de carreteras por ríos. Lo anterior no representa una limitación para su empleo en tramos cortos de pendiente moderada y así aprovechar la capacidad de este modelo en el diseño de obras transversales o en el análisis de bifurcaciones de flujo, como es el caso de esta investigación en el río Majes.

La figura 4.1 muestra la limitación que existe en los modelos para ríos de pendiente baja aplicados a grandes pendientes. (Fuente: US Geological Survey, *Computational Technique and Performance of Transient inundation Model for rivers 2D*, 2003).

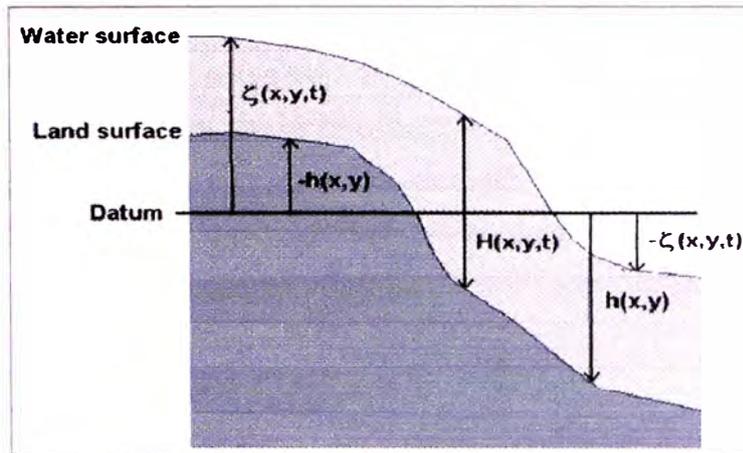


Fig. 4.1. Limitaciones en cuanto a una pendiente que varía de moderada a fuerte en función del datum y tendencia del factor  $\zeta$  positivo y negativo.

#### 4.2. CONDICIONES INICIALES – BIFURCACIÓN DEL RIO MAJES

Para otorgar cierta magnitud al fenómeno que representa una bifurcación en un río entrelazado y el cierre de un brazo, se hizo necesario obtener el caudal de ingreso en ambos brazos, tal como representan las condiciones iniciales del sector y se ven reflejadas en la imagen aérea de febrero de 1997.

Dado que no se cuenta con datos de aforos o mediciones para la determinación de dichos caudales, un modelo unidimensional tipo HEC – RAS quedaría limitado y sería imposible determinar algún escenario sino se cuentan con las condiciones de contorno como son los caudales en un afluente o brazo con la opción unión o “junction”.

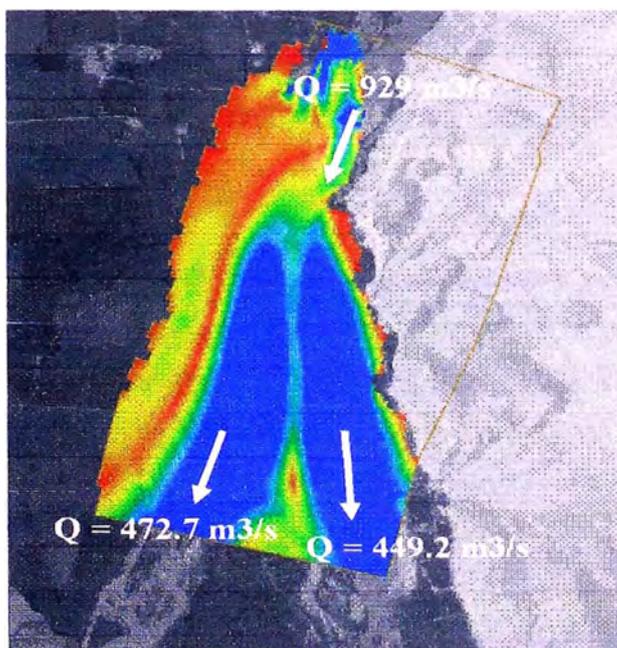
Un modelo bidimensional es la mejor alternativa para la obtención de dichos caudales. Aún, sin ninguna calibración perfecta de la malla, debido a que no se cuenta con información alguna de caudales, es posible la simulación con un nivel de confiabilidad aproximada, pero representativa en estos casos de simular eventos pasados.

Dado que no existe algún registro oficial (SENAMHI), ni aproximado (usuarios de la cuenca), del valor de la avenida de Febrero de 1997, cuyo efecto se aprecia en la imagen aérea, siendo ésta la única vía para poder calibrar la malla, se le asignó un evento de 929.06 m<sup>3</sup>/s (caudal para 5 años de periodo de retorno) según las características de las inundaciones históricas en ese sector.

Según los resultados obtenidos en el Capítulo 3, para las condiciones de topografía, sin estructuras que cierren el brazo izquierdo Tomaca, en un total de 800 m de análisis en el sector de la bifurcación, se obtiene un caudal de ingreso al brazo derecho Querulpa (eje del río actual) de  $472.7 \text{ m}^3/\text{s}$  y en el brazo Tomaca de  $449.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Las velocidades en el canal central bordean los  $6 \text{ m/s}$  para ambos brazos, siendo valores muy altos pero aceptables ante un evento de esa magnitud.

Se observa un alto valor del caudal de ingreso del flujo en el brazo Tomaca, el cual actualmente se encuentra cerrado, ocupado y formalizado en su totalidad, desviando el flujo hacia el brazo derecho Querulpa que hoy en día representa el canal central del río.

Lo anterior, representa una aplicación muy práctica en la determinación de ingreso de caudales en diferente dirección al curso de un río.



*Fig. 4.2. Caudales de ingreso en cada brazo del islote para un caudal de  $929 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondiente a 5 años de periodo de retorno.*

### 4.3. OBRAS DE ENCAUZAMIENTO

A continuación se realiza la comparación de los resultados obtenidos por ambos modelos en el tramo que comprende los 13 espigones de Querulpa y 3 espigones de Tomaca de tramo recto.



Fig. 4.3. Detalle del sector encauzado.

#### 4.3.1. CON RESPECTO A LOS TIRANTES Y ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL AGUA.

Se procede a analizar y comparar los valores de tirantes mediante cuadros, para así obtener referencias del valor a utilizar en el diseño de estructuras de defensa ribereña tipo espigón emplazadas en tramos rectos. El caudal de diseño de estas estructuras es de 1690.68 m<sup>3</sup>/s (50 años de periodo de retorno).

##### 4.3.1.1. HEC RAS MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL

Sector Tomaca:

Descripción Aguas abajo hacia aguas arriba	Estación	Elev. Agua (m)	Elev. lecho mínimo(m)	Tirante máx. (m)
1er espigón	3+288.6	524.42	522.80	1.62
2do espigón	3+333.3	524.73	523.18	1.55
3er espigón	3+385.6	524.64	523.73	0.91

Cuadro 4.2. Sector Tomaca – Tirantes máximos.

*Sector Querulpa-espigones:*

<b>Descripción</b> Aguas abajo hacia aguas arriba	<b>Estación</b>	<b>Elev. Agua</b> <b>(m)</b>	<b>Elev. lecho</b> <b>Aprox. (m)</b>	<b>Tirante max</b> <b>(m)</b>
1er espigón	3+550.88	527.14	524.90	2.24
2do espigón	3+587.18	527.73	525.09	2.64
3er espigón	3+628.26	527.85	525.26	2.59
4to espigón	3+669.33	528.04	526.00	2.04
5to espigón	3+721.62	528.49	526.32	2.17
6to espigón	3+773.15	528.95	526.72	2.23
7mo espigón	3+811.22	529.22	527.00	2.22
8vo espigón	3+854.17	529.63	527.33	2.30
9no espigón	3+901.33	530.04	527.65	2.39
10mo espigón	3+951.59	530.00	527.47	2.53
11vo espigón	3+988.51	530.76	528.84	1.92
12vo espigón	4+30.79	531.09	529.32	1.77
13vo espigón	4+72.72	531.39	529.90	1.49
Dique enrocado	4+108.35	532.91	530.19	2.72

*Cuadro 4.3. Tirantes máximos en el Sector Querulpa.***4.3.1.2. HEC RAS MODELACIÓN CUASIBIDIMENSIONAL**

Los resultados anteriores se visualizan en un entorno SIG - 2D. Como parte del procesamiento de datos por parte de la aplicación HEC – GeoRAS y el SIG. Se procedió a interpolar el TIN generado en el Capítulo 3 y la elevación de los perfiles de agua obtenidos en el HEC – Ras, generando la información que se halla entre secciones transversales, obteniéndose tirantes máximos que en promedio llega a 3 m, en el tramo donde antes de iniciar los espigones de Querulpa.

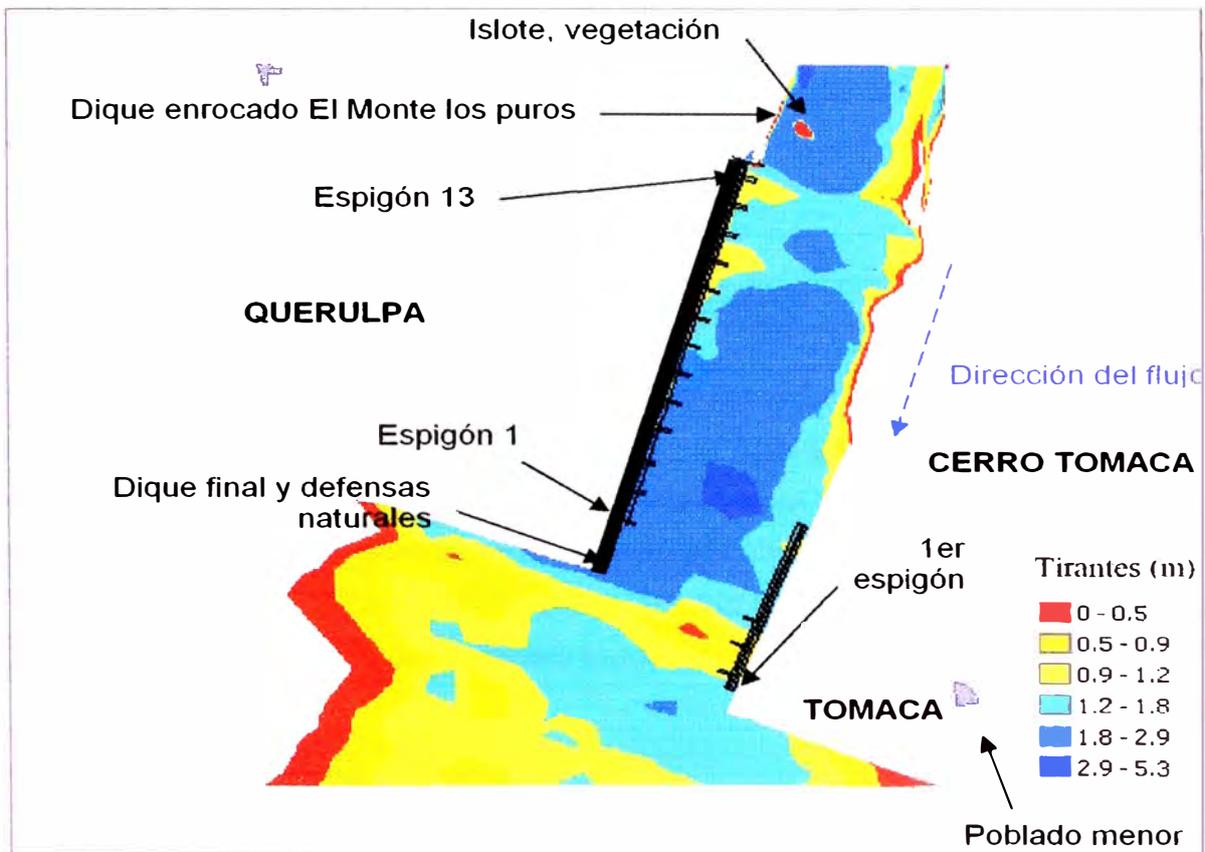


Fig. 4.4. Tirantes de agua según la modelación cuasibidimensional.

Se observa la inundación inmediatamente después del sector encauzado en el tramo Querulpa y Tomaca.

### 4.3.1.3. FESWMS MODELACIÓN BIDIMENSIONAL

#### Sector Tomaca

Tirantes alrededor de 4 m que cubren el sector completamente. Se considera totalmente encauzado para los fines de diseño.

#### Sector Querulpa

Tirantes que varían de 1.60 m a 2 m en inmediaciones, tirantes de 4m en algunos sectores (Espigón 8, 9 y 10).

Los espigones 1 al 7 (con numeración desde aguas abajo hacia aguas arriba) se encuentran cubiertos por la superficie de agua. Los espigones 8 al 13 no se encuentran cubiertos por el agua. Todo este tramo se considera totalmente encauzado para fines de diseño, para lograr aquello, se empleó el artificio de controlar el desborde por una pared vertical ficticia que el modelo asume ante la falta de data topográfica en las planicies inundables.

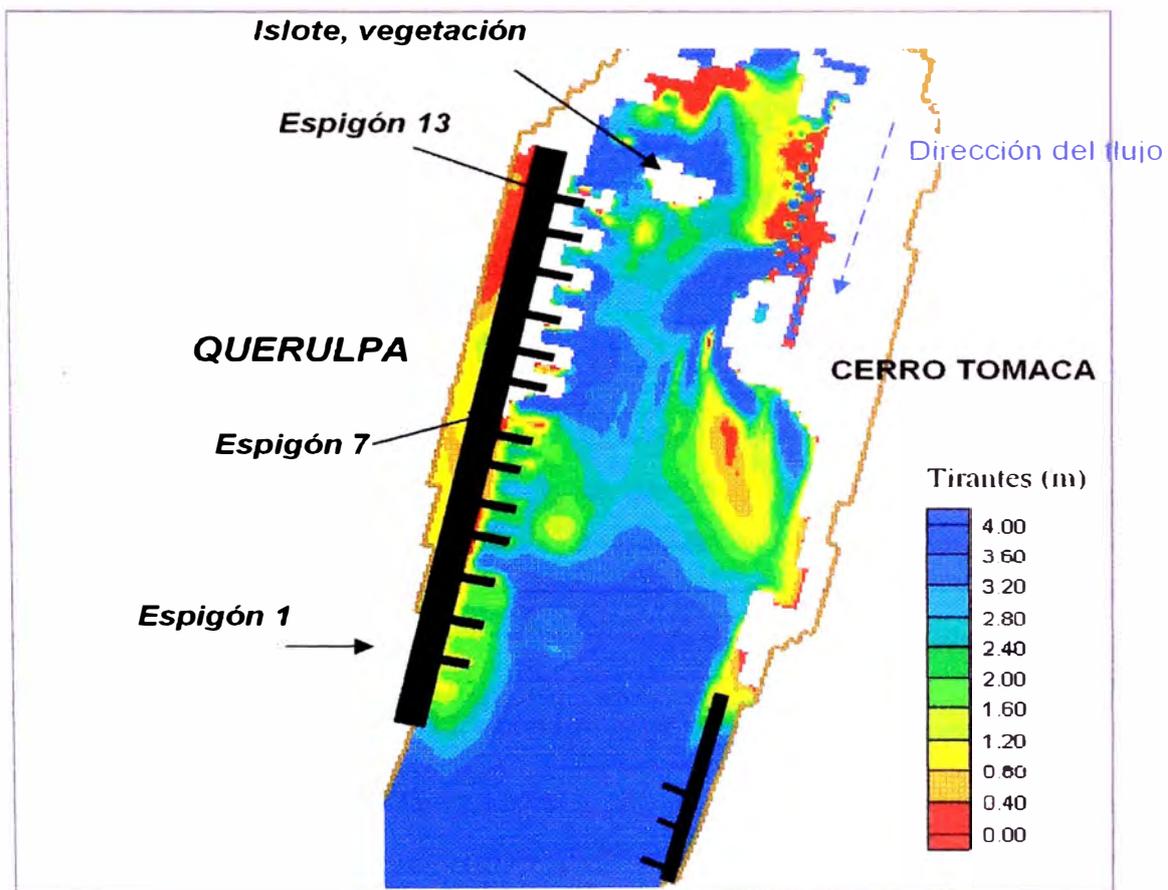


Fig. 4.5. Tirantes según el modelo bidimensional FESWMS.

#### 4.3.1.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

<b>HEC – RAS</b>	<b>FESWMS</b>
<p>- Para el sector Tomaca, se obtienen tirantes máximos de 3 m, más no así en las inmediaciones de la estructura, cuyos valores llegan a 1.80 m.</p>	<p>- Para el sector Tomaca, se obtiene tirantes de 4 m cubriendo todo el sector de análisis incluido las estructuras.</p>
<p>- Para el sector Querulpa, Se obtienen tirantes de 2.6 m en promedio en las inmediaciones de los espigones y en el centro del cauce alcanza los 5.3 m.</p>	<p>- Para el sector Querulpa, Se obtienen tirantes en promedio de 2.6 m en las inmediaciones de los espigones y en algunos sectores y centro del cauce alcanza los 4 m.</p>
<p>- La modelación cuasi - bidimensional permite obtener tirantes en una distribución 2D que se obtuvieron a partir de secciones transversales, los cuales se interpolan con un TIN de referencia. Esta metodología no permite la obtención del flujo en espiral ante obstáculos.</p>	<p>- Un modelamiento bidimensional permite obtener correctamente valores de tirantes en toda la malla 2D de elementos. La determinación de tirantes en flujo espiral ante obstáculos queda bien definida.</p>
<p>- La característica entrelazada del río, se puede observar en el pequeño islote aguas arriba del espigón 13, aunque en menor dimensión.</p>	<p>- La característica entrelazada del río se observa aguas arriba del espigón 13 en forma muy detallada, mediante islotes que permanecen ante la avenida máxima.</p>

*Cuadro 4.4. Comparación de modelos HEC –RAS y FESWMS, respecto al tirante y superficie de agua.*

#### 4.3.2. CON RESPECTO A LA VELOCIDAD

Después de haber obtenido resultados de ambos modelos para un caudal de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  (50 años de periodo de retorno), se procede a analizar y comparar la magnitud de las velocidades mediante cuadros, para así obtener una conclusión del valor a utilizar en el diseño de estructuras de defensa ribereña.

##### 4.3.2.1. HEC RAS MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL

En este tipo de modelación, los resultados con respecto a la velocidad solo están dados por la velocidad media en cada sección transversal en cada división asignada: canal central, llanura inundable izquierda y derecha. Los valores de dichas velocidades se hallan en la Figura 3.21 donde se obtienen valores máximos de  $6.42 \text{ m/s}$  cerca de los espigones 12 y 13 de Querulpa.

##### 4.3.2.2. HEC RAS MODELACIÓN CUASIBIDIMENSIONAL

El empleo del método DCM permite obtener una distribución de velocidades en una sección transversal. La modelación cuasibidimensional permite entonces la visualización de dichas velocidades de la siguiente forma:

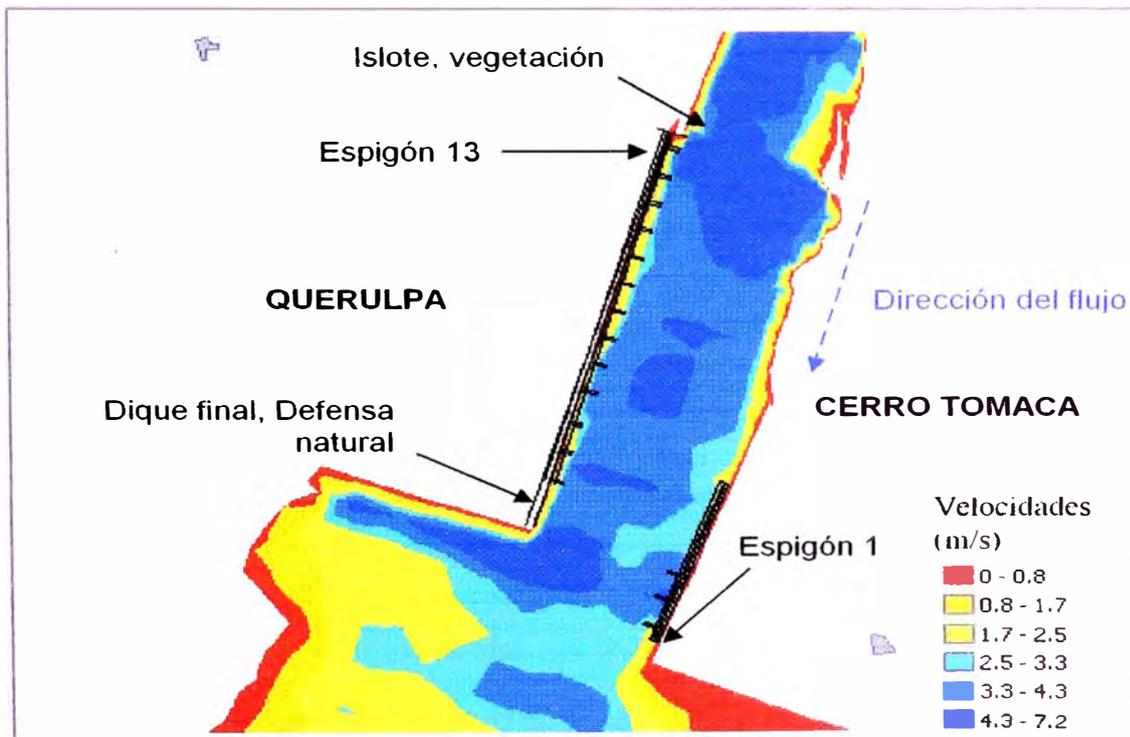


Fig. 4.6. Velocidades según el modelo cuasibidimensional.

Las velocidades a analizar son las que se presenten en las inmediaciones del espigón (punta) y así obtener una referencia en cuanto a la magnitud de la desviación del flujo causado por estos espigones, frente a una avenida de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Sector Tomaca:

<b>Espigón</b>	<b>VELOCIDAD máx. (m/s)</b>
1	3.0
2	3.3
3	3.3

*Cuadro 4.5. Velocidades en la punta de los espigones – Tomaca.*

Sector Querulpa:

<b>Espigón</b>	<b>VELOCIDAD (m/s)</b>
1	4.0
2	4.0
3	3.3
4	4.0
5	4.0
6	4.0
7	4.0
8	4.0
9	3.3
10	4.0
12	4.0
13	4.5

*Cuadro 4.6. Velocidades en la punta de los espigones – Querulpa.*

Se obtuvo valores elevados de  $7.2 \text{ m/s}$  en el centro del río, los cuales se forman en inmediaciones del cerro Tomaca.

### 4.3.2.3. FESWMS MODELACIÓN BIDIMENSIONAL

El empleo de la malla de elementos hizo posible la obtención de ciertas características peculiares en un flujo 2D:

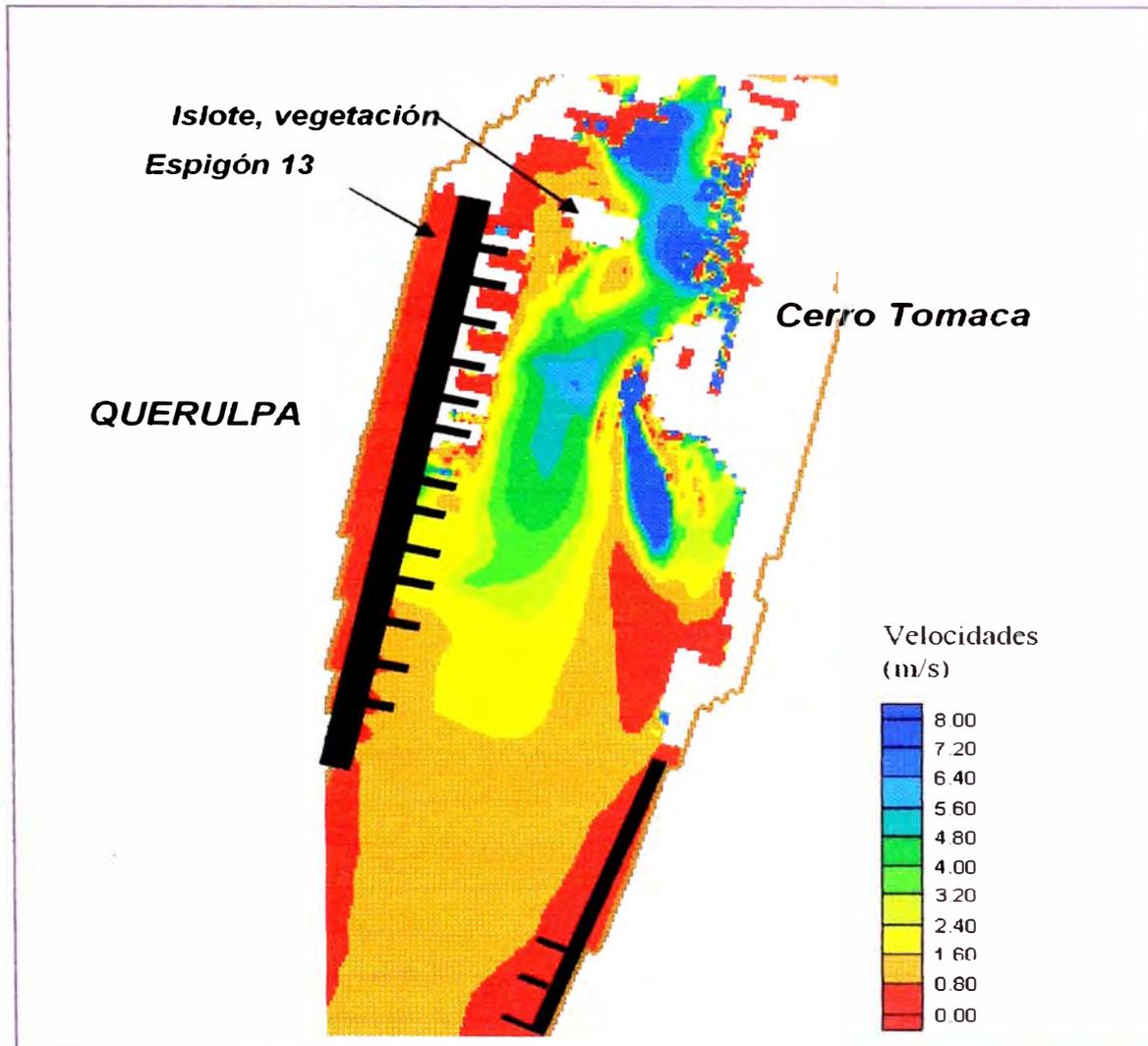


Fig. 4.7. Velocidades, apréciase la formación de remolinos ante obstáculos.

Sector Tomaca:

Velocidades que varían entre 0.8 m/s en las inmediaciones de las estructuras y 1.6 m/s en el centro del cauce, siendo estas últimas, las desviadas por los tres espigones.

Sector Querulpa:

Velocidades que varían de 0.8 m/s en inmediaciones de las estructuras y velocidades que varían desde 5 m/s a 8 m/s en el centro del cauce.

<b>Espigón</b>	<b>VELOCIDAD (m/s)</b>
1	1.6
2	1.6
3	1.6
4	2.4
5	2.4
6	4.0
7	4.0
8	4.0
9	2.4
10	2.4
12	2.4
13	1.6

*Cuadro 4.7. Velocidades en la punta de los espigones Querulpa.*

#### 4.3.2.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

<b>HEC – RAS</b>	<b>FESWMS</b>
<p>- Para el Sector Tomaca, se obtiene valores altos de 3.0 m/s, se visualiza velocidades mayores aguas abajo, debido al estrechamiento que existe entre el dique final, defensa natural y los espigones.</p>	<p>- Para el sector Tomaca, se obtienen velocidades 1.6 m/s desviadas por los espigones. Se brinda detalles de la distribución de las velocidades en dos dimensiones (canal central y llanura de inundación).</p>
<p>- Para el sector Querulpa, se obtienen velocidades medias de 4.0 m/s desviados por los espigones de cada sección transversal analizada. Se obtiene valores de 7.2 m/s en el centro del cauce.</p>	<p>- Para el sector Querulpa, se aprecia la distribución de velocidades medias de 4.0 m/s en las inmediaciones de los espigones. Se brinda información en dos dimensiones de estos valores. Se obtiene valores de 8 m/s en el centro del cauce.</p>
<p>- No ofrece información sobre la formación de patrones de flujo espiral o remolinos en el río.</p>	<p>- Se puede observar claramente la ubicación y formación de patrones de flujo ante obstáculos en el cauce, tales como remolinos o flujo espiral. Estos detalles inducen a la erosión pronunciada en contacto con el cerro Tomaca y la interacción con dichos diques aguas abajo.</p>
<p>- La característica entrelazada del río se puede observar en el islote aguas arriba del espigón nº 13, con velocidades que la rodean completamente de 4.3 m/s.</p>	<p>- La característica entrelazada del río se observa aguas arriba del espigón 13 en forma muy detallada, se obtiene valores de 4.2 m/s en las inmediaciones de estos islotes.</p>

*Cuadro 4.8. Comparación de modelos HEC –RAS y FESWMS, respecto a la magnitud de la velocidad.*

### 4.3.3. CON RESPECTO AL COMPORTAMIENTO DEL FLUJO

Luego de haber obtenido los parámetros principales de ambos modelos, se procede a analizar y comparar el comportamiento del flujo para un caudal de 1690.68 m<sup>3</sup>/s (50 años de periodo de retorno), para así obtener conclusiones sobre los fenómenos que se producen en el sector, válidos para el diseño de estructuras de defensa ribereña.

#### 4.3.3.1. HEC –RAS

Sector Tomaca y Querulpa:

Con un número de Froude alcanzando valores de 2.2 y velocidades de 7.2 m/s, se puede inferir que la zona de espigones y el perfil de superficie de agua tienen un comportamiento del flujo supercrítico. Esto nos indica que los cauces presentan una superficie de agua con medianas y fuertes ondulaciones, es decir un flujo casi torrencial.

No se puede obtener más detalles acerca del comportamiento del flujo. La modelación cuasi bidimensional hace una aproximación mediante interpolaciones pero no es capaz de reproducir los movimientos en espiral o remolinos.

#### 4.3.3.2 FESWMS

Sector Tomaca:

El patrón de flujo que cubre las estructuras se presenta de característica unidimensional sin más detalles.

Sector Querulpa:

Se puede apreciar:

El patrón de flujo unidimensional en el centro del cauce.

El flujo desviado por los espigones al centro del cauce.

El comportamiento del flujo ante islotes debido a la característica entrelazada del río.

El flujo espiral o de remolino ante obstáculos y su consecuente erosión de la zona afectada (Ejemplo: Bocatoma de Tomaca).

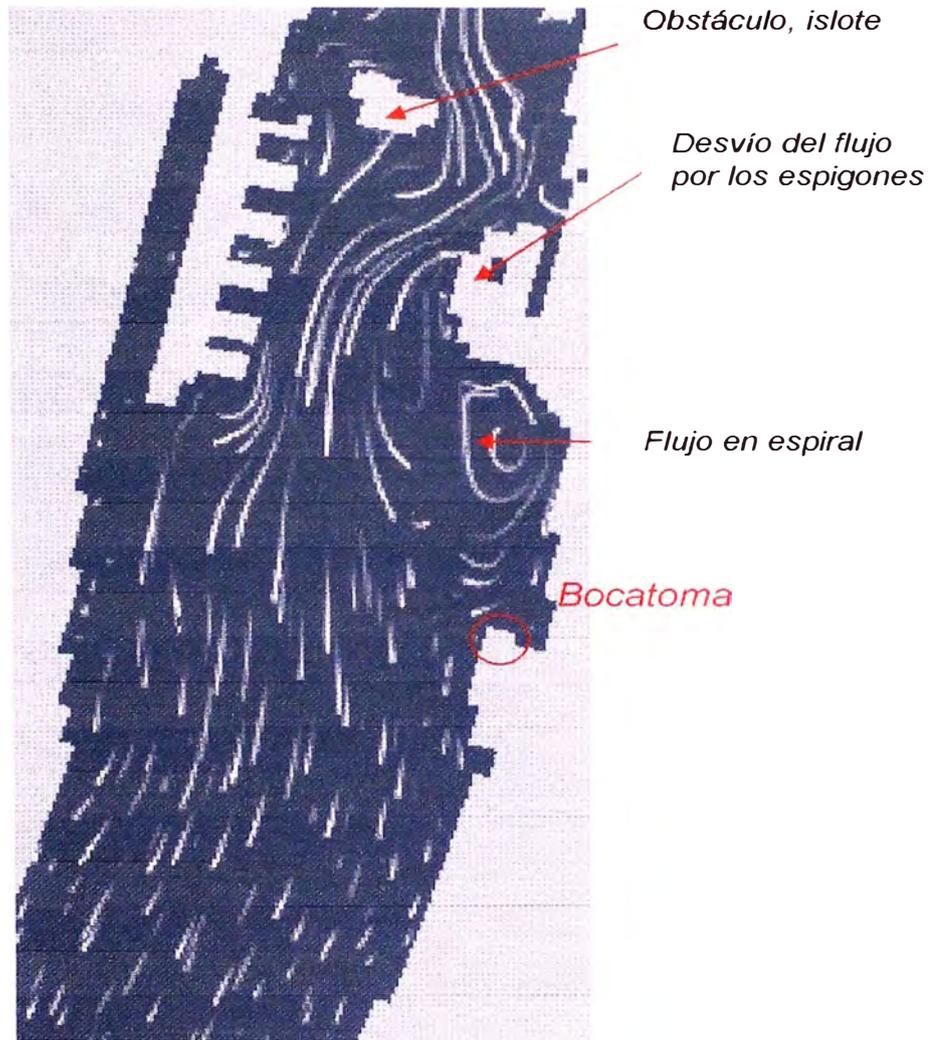


Fig. 4.8. Comportamiento del flujo.

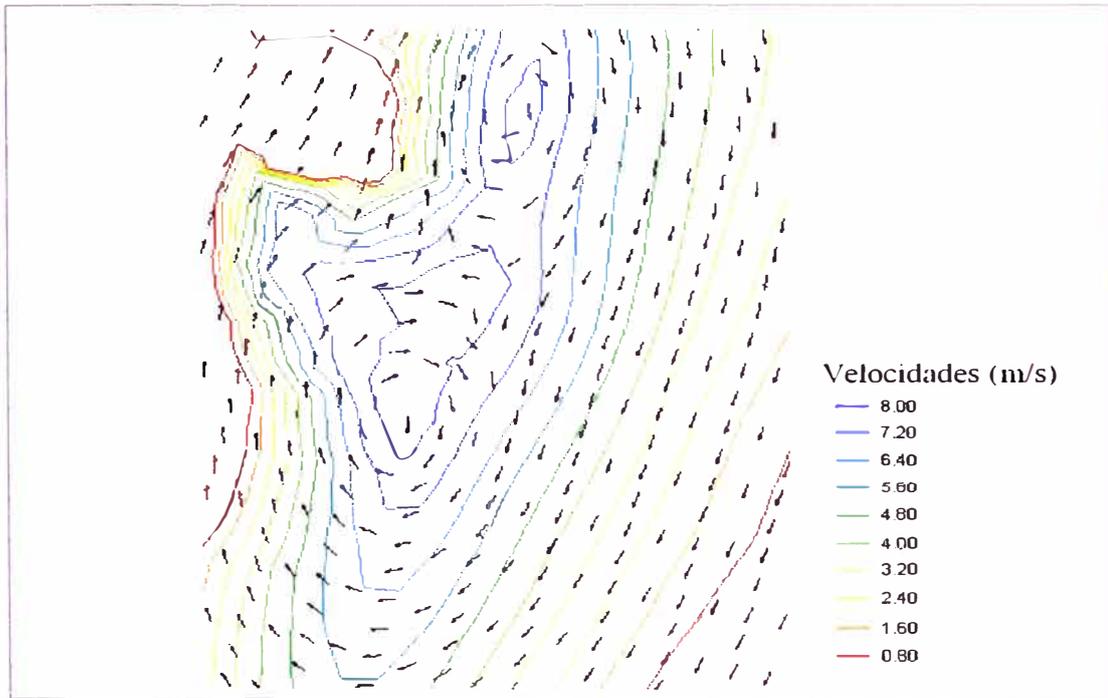


Fig. 4.9. Formación de remolinos – vectores en los islotes en el río Majes.

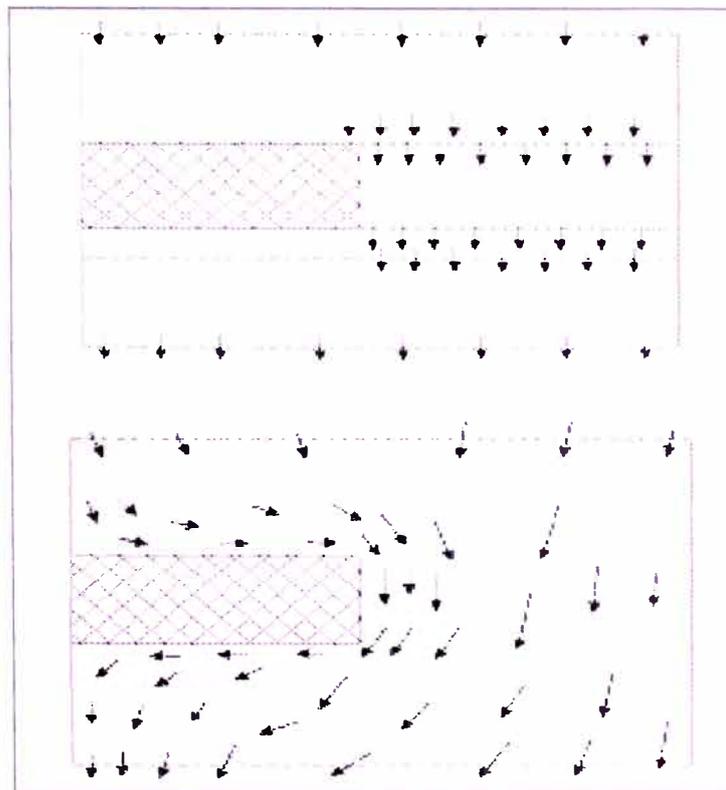


Fig. 4.10. Comparación entre los vectores flujo en una modelación cuasibidimensional HEC RAS (superior) y bidimensional FESWMS (inferior) ante un obstáculo.

#### 4.3.4. CON RESPECTO A LOS RESULTADOS DE AMBOS MODELOS Y MEDICIONES REALES.

Habiendo realizado una medición o aforo in-situ en el sector de análisis y a su vez, recopilado información confiable de aforos en fechas pasadas, aguas arriba y aguas abajo del sector en análisis, se procedió a comparar los resultados obtenidos en las secciones 3.2.1.4 y 3.2.2.2 del capítulo anterior. Ver Cuadro 4.9.

<b>PUNTO DE AFORO</b>	<b>VALORES REALES</b>	<b>RESULTADOS HEC – RAS</b>	<b>RESULTADOS FESWMS</b>
<b>1</b> Próximo al 4to espigón Querulpa a 12 m perpendicular a la orilla.	-Tirante máx. de 0.80 m. -Velocidad puntual de 1.15 m/s. -Velocidad media de 1.07 m/s.	-Se obtiene un tirante máx. de 0.78 m <b>(98 % del valor real)</b> . -No se puede hablar de velocidad puntual solo de una velocidad media en la sección igual a 1.03 m/s <b>(96 % del valor real)</b> .	-Se obtiene un tirante de 0.9 m <b>(112.5% del valor real)</b> . -Se obtiene una velocidad puntual de 0.8 m/s <b>(70% del valor real)</b> .
<b>2</b> Próximo al 4to espigón a 9.5 m perpendicular a la orilla.	-Tirante máx. de 0.68 m. -Velocidad puntual de 1.03 m/s. -Velocidad media de 1.07 m/s.	-Se obtienen los mismos valores anteriores por tratarse de la misma sección (4to espigón: progresiva Km 3 + 951.59).	-Se obtiene un tirante de 0.9 m <b>(133% del valor real)</b> . -Se obtiene una velocidad puntual de 0.8 m/s <b>(78% del valor real)</b> .
<b>3</b> Fin del dique los Puros.	-Tirante máx. de 0.6 m. -Velocidad puntual de 0.9 m/s. -Velocidad media de 0.9 m/s.	-Se obtiene un tirante máx. de 0.5 m. <b>(83 % del valor real)</b> . -Una velocidad media en la sección de 0.8 m/s. <b>(89 % del valor real)</b> .	-Se obtiene un tirante de 0.6 m <b>(100% del valor real)</b> . -Se obtiene una velocidad puntual de 1.0 m/s <b>(111% del valor real)</b> .

Cuadro 4.9. Errores porcentuales entre valores reales y simulados.

## CONCLUSIONES

### Sobre las características del sector

1. El Río Majes en el tramo analizado, posee una pendiente moderada de 1 %, un ancho promedio de 250 m y una morfología de río entrelazado.
2. Inicialmente el sector Querulpa y Tomaca presentaba dos brazos de 300 m y 250 m de ancho, definiendo un islote de 1.9 km<sup>2</sup> de extensión. Debido a proyectos de aprovechamiento agrícola el brazo izquierdo fue cerrado, reduciéndose el ancho a la situación actual.

### Sobre los eventos de simulación

3. Las simulaciones efectuadas se realizaron para los caudales de 929.06 m<sup>3</sup>/s y 1690.68 m<sup>3</sup>/s que corresponden a eventos de 5 y 50 años de periodo de retorno respectivamente. El proceso de calibración de los modelos fue realizado con los valores de tirante y velocidad medidos para un caudal de 30 m<sup>3</sup>/s.

### Sobre los escenarios de simulación

4. Para las condiciones iniciales de bifurcación, se recopiló información aproximada de topografía y catastro del año de 1997 en un tramo de 800 m. Se empleó el modelo bidimensional FESWMS para un caudal de 929.06 m<sup>3</sup>/s bajo régimen permanente.
5. Para las condiciones actuales se tiene un primer tramo encauzado de 800 m y un segundo tramo correspondiente al cauce actual (brazo derecho anteriormente). Se empleó el modelo unidimensional HEC RAS con su variante cuasibidimensional para los caudales de 929.06 m<sup>3</sup>/s y 1690.68 m<sup>3</sup>/s bajo régimen permanente a lo largo de 4.4 km.

6. Un tercer análisis corresponde a las estructuras de espigones enrocados en el tramo encauzado. Se emplearon ambos modelos HEC RAS y FESWMS para un caudal máximo de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### Sobre los resultados del HEC RAS

7. El modelo unidimensional HEC RAS con su variante cuasibidimensional, proporcionó tirantes que alcanzan los 2.6 m en el Sector Querulpa y de 3 m el Sector Tomaca para una avenida máxima de 50 años de periodo de retorno.
8. La variación de velocidades y el comportamiento fluctuante entre subcrítico y supercrítico, arrojan números de Froude que alcanzan el valor de 2.2 y velocidades elevadas de 7.2 m/s en el canal central. Las velocidades del flujo cerca de los espigones enrocados son de 4.0 m/s.
9. Se aplicó el método DCM o de modelación cuasibidimensional en el HEC RAS, proporcionando el alcance que tendría una inundación para eventos de 5 y 50 años de periodo de retorno, demostrando ser una extensión muy útil para la visualización de resultados y determinación de zonas inundables en entorno SIG.
10. El HEC RAS no pudo representar el comportamiento del flujo frente a obstáculos del tipo espiral o de remolino.

#### Sobre los resultados del FESWMS

11. Para las condiciones iniciales, se pudo determinar la magnitud del cierre del brazo izquierdo en términos del caudal de ingreso en la bifurcación. Se obtuvo un caudal de  $449.2 \text{ m}^3/\text{s}$  en el brazo izquierdo siendo el 48 % de la avenida simulada de  $929.06 \text{ m}^3/\text{s}$ .
12. Para las condiciones actuales, el modelo proporcionó la distribución de tirantes y elevación de la superficie del río, con tirantes máximos de 4m (Sector Tomaca).

13. La distribución de velocidades hizo posible la visualización del flujo en espiral ante obstáculos, con valores muy elevados (8 m/s), también se aprecia el desvío del flujo por parte de los espigones del sector Querulpa hacia la margen opuesta con velocidades de 4 m/s.
14. Se demuestra que las obras tipo espigón en un tramo recto, reducen la sección hidráulica del río y por lo tanto se incrementan las velocidades. Se produce erosión local próxima a la punta de los espigones.

### Sobre la comparación de los modelos HEC RAS y FESWMS

15. Los resultados para las estructuras perpendiculares al flujo tipo espigón y condiciones de bifurcación en ríos entrelazados adquieren una mejor representación en el modelo FESWMS. Este modelo bidimensional representa una excelente alternativa cuando la modelación unidimensional no garantice buenos resultados.
16. Para el tramo encauzado, los valores medios coinciden en las inmediaciones del sector Querulpa, los tirantes son de 2.6 m y las velocidades de 4 m/s en ambos modelos. Los tirantes máximos en el sector Tomaca son de 3 m y 4 m; en el centro del cauce las velocidades máximas son de 7.2 m/s y 8 m/s en el HEC RAS y FESWMS respectivamente. Esta diferencia se debe al comportamiento que adquiere el flujo en cada modelo.
17. El comportamiento del flujo en ríos cuya pendiente varía de moderada a fuerte, es básicamente unidimensional. Se puede inferir que la aplicación de ambos modelos en ríos de baja pendiente con meandros, se obtendrían resultados con una mayor diferencia que los obtenidos en la presente investigación.

18. El HEC RAS cumple todas las cualidades como herramienta en la modelación de ríos, debido al esquema numérico estable y potente para régimen permanente, ofreciendo simulaciones muy confiables en tramos de pendiente moderada (1 %) donde se hizo necesario el empleo del análisis mixto.
19. El modelo bidimensional FESWMS presentará inestabilidades cuando la pendiente alcance valores de moderada a fuerte y exista considerables singularidades en el lecho, a su vez, tiene serias limitaciones en la asignación de las condiciones de contorno, por lo tanto, la convergencia y estabilidad estará en función del criterio hidráulico en la calibración. Se analizó para tramos de 800 m en un cauce de pendiente moderada (1%).
20. Se considera a un modelo unidimensional y bidimensional como complemento uno del otro. El modelo HEC RAS permitió obtener las condiciones iniciales para la iteración del modelo FESWMS.
21. Existen ciertas variables como el efecto de Coriolis, el cual está incluido en el esquema numérico de estos modelos, desde una ligera aproximación en el HEC RAS a una ecuación más confiable en el FESWMS. Para un evento de  $1690.68 \text{ m}^3/\text{s}$  constante en el tiempo, esta variable influirá en los cálculos aunque en menor medida si lo comparamos con un río mayor.
22. Estos modelos tienen carácter de dependencia al ingreso de información o de condiciones iniciales. Así, la topografía representa la información clave para un buen resultado de los modelos.
23. La modelación numérica unidimensional y bidimensional, representa una excelente alternativa al momento de realizar un estudio o diseño hidráulico. La inversión de tiempo y presupuesto, siempre será favorable si se compara con otro tipo de modelación que no sea la numérica.

24. Un modelo bidimensional requiere una mayor inversión en tiempo y presupuesto con respecto a una modelación unidimensional. La complejidad radica en la elaboración de la malla de elementos finitos y la calibración. La confiabilidad recae en el modelador, el cual deberá aprovechar las ventajas del modelo, superando los vacíos que el esquema numérico no pueda interpretar o los interprete erradamente.
25. El tiempo empleado en la simulación de un escenario desde el tratamiento de información bruta hasta los resultados plasmados en planos, gráficos y tablas, correspondió a dos semanas para la modelación unidimensional y de 4 semanas para la modelación bidimensional. El tiempo del procesamiento informático en cada software varió significativamente, siendo 30 seg. en el HEC RAS 3.1.3. y 30 min. en el SMS 9.0 aproximadamente, en un procesador *Intel Pentium III*.

#### Sobre los valores simulados y mediciones reales para un caudal de 30 m<sup>3</sup>/s

26. Los valores simulados en el HEC RAS difieren desde un 83 % hasta un 98 % del valor real para los tirantes y desde un 89 % hasta un 96 % para las velocidades respectivamente, corresponden a una buena aproximación.
27. Los valores simulados en el FESWMS difieren desde un 133 % hasta un 100% del valor real para los tirantes y desde un 70 % hasta un 111 % para las velocidades respectivamente, corresponden a una aproximación aceptable.
28. En el modelo FESWMS, el comportamiento del flujo con caudales muy bajos en cauces amplios, adquiere características peculiares, donde se requiere un mejor tratamiento de la malla y la inclusión de otras consideraciones físicas variables (Ej: elemento seco y mojado), por ello el modelo arrojó resultados con porcentajes de error mas elevados que el HEC RAS. La obtención directa de velocidades y tirantes sobre un caudal mayor a 30 m<sup>3</sup>/s casi no es posible debido a su dificultad de medición en el tramo.

29. El HEC RAS obtiene buenos resultados debido a la fuerte pendiente del río que hace que el flujo sea principalmente unidimensional.

Sobre la aplicación de los resultados al sector

30. Según los resultados obtenidos por ambos modelos, son dos los factores que causan la inestabilidad en el sector: El estrechamiento producido por las defensas (13 espigones del sector Querulpa y 3 espigones de Tomaca) provocando velocidades elevadas; y el cierre del brazo izquierdo aguas abajo, lo cual genera fenómenos de degradación en dicha zona.
31. El modelo bidimensional FESWMS supone una mejora del cálculo realizado con HEC-RAS sólo en cuanto a la dirección del flujo en un campo de espigones, por ello la información proporcionada por el FESWMS será útil para el diseño de estructuras hidráulicas en dicho tramo.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda diseñar las futuras estructuras en el tramo encauzado con el parámetro de velocidad de 4 m/s y número de Froude de 2.2. Estos parámetros hacen predominar el flujo supercrítico, provocando altas erosiones, modificando la rasante y creando dificultades en la operación que tengan las estructuras en el río. Por ello es necesario determinar la protección de la capa superficial por medio de recubrimientos con materiales resistentes a dichas velocidades y de control de erosión.
2. Con el alcance y extensión que tendría una inundación para un evento de 50 años de periodo de retorno obtenido con el modelo HEC RAS, se puede lograr el ordenamiento y planificación de estos terrenos vulnerables mediante el establecimiento del límite de la faja marginal.
3. Se recomienda el empleo de herramientas computacionales acordes a la ingeniería actual y se proponen algunos modelos para su análisis, tal como los unidimensionales MIKE 11, RIVER CAD y los bidimensionales MIKE 21, RIVER2D y RMA-2. La aplicación de estos modelos numéricos a las condiciones físicas de la fisiografía peruana serán las herramientas fundamentales para el desarrollo de sistemas de control de inundaciones más eficientes en el tiempo y espacio. Las defensas ribereñas como parte integral de una cuenca hidrográfica representan una medida estructural ante las inundaciones y como tal requieren de un correcto manejo en cuanto a su diseño, construcción, operación y mantenimiento.
4. Lo anterior, permite la motivación para el futuro desarrollo de modelos propios y abarcar áreas del conocimiento aun en escasa investigación a nivel internacional, como son los ríos de pendiente alta o de montaña. Siendo estos los más característicos en el Perú por la presencia de la cordillera de los Andes y cuyo incorrecto tratamiento genera consecuencias funestas para el país.

5. Se recomienda el empleo de modelos numéricos que describan en conjunto el tránsito del flujo líquido y sólido. Aunque estos se encuentran aun en sus inicios, es necesario su conocimiento para otorgar una aproximación al fenómeno de colmatación en este tipo de estructuras tipo espigón en los ríos de cuenca media, baja y en otros tipos de estructuras.

## BIBLIOGRAFÍA

1. ASESORES TECNICOS ASOCIADOS S.A.  
Diagnóstico Consolidado del Proyecto Especial Majes-Siguas.  
Estudio preparado para el Instituto Nacional de Desarrollo (INADE).  
Lima - Perú, Octubre 2002.
  
2. AYRES ASSOCIATES  
Report: Two-dimensional hydraulic modeling of the upper Sacramento river, rm 194.0 to rm 202.0 including riparian restoration, setback Levee, and east levee removal. Glenn and butte counties.  
California – USA, 2002
  
3. BLADÉ I CASTELLET ERNEST.  
Tesis doctoral. Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones.  
Universitat Politecnica de Catalunya.  
Barcelona – España, 2005
  
4. CHAUDHRY. M. HANIF.  
Open Channel Flow  
Prentice Hall Inc.  
New Jersey –USA, 1993
  
5. CHOW VEN TE, MAIDMENT DAVID R, LARRY W MAYS  
Hidrología aplicada  
Primera edición en español. McGraw Hill  
Santa Fe de Bogota – Colombia, 1994.
  
6. CIOFFI FRANCESCO & GALLERANO FRANCESCO  
Paper: A two dimensional Self-Adaptive Hydrodynamic Scheme for the assessment of the effects of Structures on Flooding Phenomena in River Basins.  
Università di Roma La Sapienza,  
Italy, January 2002.

7. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION KANSAS.

Report: Development of a methodology of incorporating FESWMS – 2DH Results.

USA, May 2000

8. DYHOUSE GARY.

Floodplain modeling using HEC RAS.

Haestad Methods Inc. Water solutions.

USA, 2004.

9. ENVIRONMENTAL MODELING SYSTEMS INC.

Surface-Water Modeling System (SMS), Version 9.0. Reference Manual.

Engineering Computer Graphics Laboratory, Brigham Young University.

USA, September 2005.

10. FLUMEN Dinámica fluvial i enginyeria hidrologica.

Aspectos generales del cálculo en lámina libre en régimen permanente

Universitat Politecnica de Catalunya.

Barcelona, España 2004.

11. FROEHLICH DAVE.C., Finite Element Surface Water Modelling System (FESWMS) – User's manual for FESWMS FST2DH – Two Dimensional Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model -1989.

US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY  
ADMINISTRATION USA, October 2003

12. F-X. LE DIMET, C. MAZAURIC, W. CASTAINGS.

Paper: Models and data for flood modeling,

Institut d'Informatique et Mathématiques Appliquées de Grenoble – Laboratoire de Modélisation et Calcul.

Greenoble – France, 2001.

13. GALLAGHER, SEAN. P.

Paper: Use of Two dimensional Hydrodynamic Modelling to Evaluate Channel Rehabilitation in the Trinity River, California.

Fish and Wildlife Service. U.S. Department of the Interior.

USA, 1999.

14. GRAF, WALTER H.

Fluvial Hydraulics. Flow and transport processes in channels of simple geometry

Wiley & Sons Editors

Chichester - England, 2001

15. HOLTSCHLAG DAVID J. and.KOSCHIK JOHN A

Paper: A Two dimensional Hydrodynamic Model of the St. Clair – Detroit River Waterway in the Great Lakes Basin.

Detroit District & US Army Corps of Engineers.

Lansing - Michigan 2002.

16. KAMAL SAFFARINIA, G.KENNETH YOUNG, J. STERLING JONES and  
STUART STEIN.

Report: Two-dimensional Computer Modelling of Pomme de Terre River at Highways 12 and 22 in Minnesota.

Minnesota Department of Transportation.

USA, 1999.

17. KATOPODES NIKOLAOS D & BRADFORD SCOTT F

Paper: Mechanics of overland flow

University of Michigan - Naval Research Laboratory,

USA, 2000

18. KHAN, ABDUL A. and KOSHINO, KENICHI

Paper: Application of Three Two-Dimensional Depth-Averaged Models to Flows in River Bends.

University of Mississippi

USA, 2002.

19. LOPEX ALONSO RAUL

Tesis doctoral: Resistencia al flujo de ríos de montaña – Desarrollo de ecuaciones de predicción.

Universidad de Lleida

España 2005

20. MARTIN VIDE, JUAN PEDRO

Ingeniería de ríos.

Universidad Politécnica de Cataluña, UPC. Barcelona. España

Alfaomega Grupo Editor

México 2003.

21. MUSSER JONATHAN W. and DYAN, THOMAS R

Paper: Two dimensional Flood-Inundation Model of the Flint River at Albany, Georgia.

Water Resources Conference, University of Georgia.

USA, Abril 2005

22. PNUD – UNDRO – ONU

Mitigación de Desastres

Elaborado por el Programa de Entrenamiento para el Manejo de Desastres.

Cambridge – Reino Unido, 1991.

23. PROGRAMA DE ENCAUZAMIENTO DE RÍOS Y PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN - INRENA

Expediente técnico ARCAM 083.

Dirección Regional Agraria Arequipa.

Arequipa, Perú, 2004

24. ROCHA FELICES, Arturo.

Introducción a la Hidráulica Fluvial.

Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería.

Lima – Perú, 1998.

25. SAJJAD AHMAD.

Report PhD Candidature. Comparison of One-Dimensional and Two Dimensional Hydrodynamic Modelling Approaches for Red River Basin.

International Joint Commission. Natural Resource Institute, University of Manitoba, Winnipeg.

Canada, December 1999.

26. TAYLOR ENGINEERING INC.

Report: Two Dimensional Hydraulic Modelling, prepared for South Florida Water Management District, West Palm Beach Florida.

USA, April 2005.

27. TESCHKE U. TÖPPEL M. PASCHE E.

Paper: Limitations of one and two dimensional simulation of natural river flow  
Department of River and Coastal Engineering

Hamburg University of Technology

Germany, 2004.

28. TUDELFT publications.

Aide Mémoire, Useful formulas for flow in rivers and channels.

Delft University of Technology, 2000.

29. US ARMY CORPS OF ENGINEERS – HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER, Hec – Ras River Analysis System Users' Manual. Version 3.1

November, 2002.

30. US ARMY CORPS OF ENGINEERS – HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER, Hec – Ras River Analysis System, Hydraulic Reference Manual

Version 3.1

November, 2002

31. U.S. GEOLOGICAL SURVEY & MISSISSIPPI DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. WINTERS KARL E.

Report: Simulations of Flooding on Tchoutacabouffa River at State Highways 15 and 67 at D'Iberville, Mississippi

Water-Resources Investigations Report 01 4007

Pearl, Mississippi, 2000

32. U.S. GEOLOGICAL SURVEY & FULFORD, JANICE M.

Report: Computational Technique and Performance of Transient Inundation Model for Rivers—2 Dimensional (TRIM2RD): A Depth-Averaged Two-Dimensional Flow Model

Tacoma, Washington 2003.

33. U.S. GEOLOGICAL SURVEY & OHIO RIVER VALLEY WATER SANITATION COMMISSION. CHAD R. WAGNER AND DAVID S. MUELLER

Report: Calibration and Validation of a Two-Dimensional Hydrodynamic Model of the Ohio River, Jefferson County, Kentucky

Water-Resources Investigations Report 01-4091

Louisville, Kentucky 2001

34. VASQUEZ, JOSE & HERRERA ALEJANDRO

Paper: Modelo matemático de flujo bidimensional aplicado al Río Tumbes

Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria – Universidad de Piura  
Piura – Perú, 2002.

35. VERWEY, IR. A.

Mathematical Modelling for Hydraulic Engineers and Hydrologists.

International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering  
IHE Delft

The Netherlands, 1995

36. WEBER JUAN, MENENDEZ ANGEL

Paper: Un modelo cuasi-2d de flujo en cauces de sección compuesta

G.Buscaglia, E.Dari, O.Zamonsky (Eds.)

Bariloche, Argentina, Noviembre 2004

37. WEBER JUAN, MENENDEZ ANGEL

Paper: Desempeño de modelos de distribución lateral de velocidades en canales de sección compuesta

G.Buscaglia, E.Dari, O.Zamonsky (Eds.)

Bariloche, Argentina, Noviembre 2004

38. WIJBENGA J.H.A., DUIJS M.T., VAN NOORTWIJK J.M.

Paper: Parameter optimization for two-dimensional flow modeling

Hydrodynamics '98, Copenhagen, Denmark

April 2002.

# ANEXOS

1. RESULTADOS DEL MODELO HEC RAS.....	175
2. RESULTADOS DEL MODELO FESWMS – 2DH.....	205
3. DATOS HIDROLÓGICOS .....	217
4. FOTOGRAFÍAS .....	224
5. AFOROS Y MEDICIONES .....	229
6. PLANOS .....	237

PLANO 1: MAPA POLITICO – UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO.

PLANO 2: UBICACIÓN HIDROGRÁFICA DEL AREA DE ESTUDIO.

PLANO 3: LLANURA INUNDABLE PARA UN CAUDAL DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO  
1690.7 m<sup>3</sup>/s.

PLANO 4: PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DE ESPIGONES.

PLANO 5: SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR QUERULPA. Progresivas Km 0+ 260.00 al 0 + 465.00.

PLANO 6: SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR QUERULPA. Progresivas Km 0+ 480.00 al 0 + 690.00

PLANO 7: SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR QUERULPA. Progresivas Km 0+ 720.00 al 0 + 845.00.

SECTOR TOMACA. Progresivas Km 0+ 280.00 al 0 + 320.00

PLANO 8: SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR TOMACA. Progresivas Km 0+ 340.00 al 0 + 555.00

## ***1. Resultados del Modelo HEC -RAS***

1. RESULTADOS DEL MODELO HEC – RAS v 3.1.3 Plan: Plan 01 River: MAJES Reach: QT

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
4443.769	PF 1	30	533.6	534.19	534.19	534.35	0.015886	1.62	17.17	51.88	0.94
4443.769	PF 2	929.06	533.6	536.08	536.18	536.93	0.010003	4.79	240.47	163.5	1.04
4443.769	PF 3	1690.68	533.6	536.76	536.92	538	0.010008	5.76	356.03	172.24	1.09
4397.007	PF 1	30	532.95	533.63	533.54	533.73	0.007154	1.29	21.71	50.9	0.66
4397.007	PF 2	929.06	532.95	535.7	535.74	536.47	0.008646	4.23	250.93	163.61	0.95
4397.007	PF 3	1690.68	532.95	536.45	536.48	537.53	0.008525	5.04	380.05	179.25	0.98
4351.18	PF 1	30	532.8	533.13	533.13	533.25	0.016659	1.37	20.56	84.46	0.92
4351.18	PF 2	929.06	532.8	534.31	534.66	535.75	0.027881	5.35	174.67	147.3	1.57
4351.18	PF 3	1690.68	532.8	535.02	535.54	536.87	0.021286	6.37	289.36	183.48	1.48
4311.61	PF 1	30	532	532.56	532.44	532.62	0.005367	1.14	28.84	95.44	0.57
4311.61	PF 2	929.06	532	533.74	533.99	534.74	0.018295	4.7	215.81	192.5	1.29
4311.61	PF 3	1690.68	532	534.1	534.64	535.97	0.024836	6.42	285.01	193.15	1.57
4270.362	PF 1	30	532	532.23	532.2	532.3	0.012843	1.19	25.77	120.13	0.8
4270.362	PF 2	929.06	532	533.48	533.69	534.38	0.015207	4.26	226.85	197.36	1.18
4270.362	PF 3	1690.68	532	534.18	534.33	535.29	0.011028	4.82	370.53	204.97	1.08
4232.927	PF 1	30	531.6	531.79	531.79	531.89	0.009095	0.68	24.84	112.35	0.61
4232.927	PF 2	929.06	531.6	533.19	533.31	534.01	0.012107	4.01	238.13	189.49	1.07
4232.927	PF 3	1690.68	531.6	533.95	534.01	534.96	0.008936	4.58	393.99	211.42	0.98
4188.021	PF 1	30	530.74	531.09	531.14	531.28	0.019433	0.74	17.75	95.35	0.83
4188.021	PF 2	929.06	530.74	532.63	532.75	533.48	0.011217	4.02	236.44	179.52	1.04
4188.021	PF 3	1690.68	530.74	533.28	533.48	534.49	0.010886	5.02	361.37	202.74	1.08

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
4154.301	PF 3	1690.68	530.47	533.35	533.15	534.16	0.005908	4.19	441.92	215.02	0.82
4108.345	PF 1	30	530.19	530.63	530.58	530.72	0.010688	1.3	23.19	83.06	0.77
4108.345	PF 2	929.06	530.19	532.17	532.17	532.88	0.009126	3.93	255.72	185.34	0.95
4108.345	PF 3	1690.68	530.19	532.91	532.91	533.84	0.007616	4.55	415.88	229.93	0.93
4072.724	PF 1	30	529.9	530.11	530.11	530.2	0.021507	1.27	23.77	143.87	0.99
4072.724	PF 2	929.06	529.9	530.96	531.34	532.25	0.035099	5.16	187.36	215.9	1.69
4072.724	PF 3	1690.68	529.9	531.39	531.95	533.26	0.031226	6.26	281.8	221.59	1.7
4030.789	PF 1	30	529.32	529.65	529.59	529.69	0.007458	0.91	34.04	163.33	0.61
4030.789	PF 2	929.06	529.32	530.74	530.72	531.29	0.010351	3.44	285.45	243.58	0.97
4030.789	PF 3	1690.68	529.32	531.09	531.28	532.16	0.014491	4.78	372.41	247.36	1.19
3988.509	PF 1	30	528.84	529.12	529.12	529.2	0.021793	1.25	24.5	159.09	0.99
3988.509	PF 2	929.06	528.84	530.27	530.27	530.84	0.010709	3.51	281.29	242.68	0.98
3988.509	PF 3	1690.68	528.84	530.76	530.84	531.68	0.011159	4.44	402.22	247.36	1.06
3951.589	PF 1	30	527.47	528.25	527.94	528.3	0.002462	1.03	29.08	46.78	0.42
3951.589	PF 2	929.06	527.47	529.5	529.69	530.33	0.016427	4.19	239.54	239.55	1.21
3951.589	PF 3	1690.68	527.47	530	530.27	531.18	0.015134	5.06	361.98	248.05	1.23
3901.328	PF 1	30	527.65	528.07	527.99	528.11	0.006598	0.85	35.24	159.07	0.58
3901.328	PF 2	929.06	527.65	529.05	529.26	529.91	0.017653	4.27	233.87	235.71	1.25
3901.328	PF 3	1690.68	527.65	530.04	529.83	530.72	0.006312	3.82	470.78	242.16	0.83

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
3854.172	PF 3	1690.68	527.33	529.63	529.46	530.4	0.006984	4.01	439.9	218.89	0.87
3811.215	PF 1	30	527	527.28	527.19	527.32	0.005111	0.81	36.98	147.76	0.52
3811.215	PF 2	929.06	527	528.23	528.51	529.27	0.021611	4.64	209.87	205.96	1.37
3811.215	PF 3	1690.68	527	529.22	529.14	530.07	0.007803	4.21	421.87	218.73	0.92
3773.149	PF 1	30	526.72	527.04	526.97	527.08	0.00767	0.9	34.66	175.62	0.62
3773.149	PF 2	929.06	526.72	527.96	528.21	528.93	0.02186	4.43	213.32	209.67	1.36
3773.149	PF 3	1690.68	526.72	528.95	528.83	529.77	0.007682	4.07	427.5	219.85	0.9
3721.615	PF 1	30	526.32	526.71	526.61	526.75	0.005513	0.87	36.79	164.12	0.54
3721.615	PF 2	929.06	526.32	527.97	527.86	528.48	0.007987	3.22	297.35	233.53	0.86
3721.615	PF 3	1690.68	526.32	528.49	528.47	529.34	0.008822	4.17	420.31	235.56	0.96
3669.332	PF 1	30	526	526.22	526.22	526.29	0.016383	1.2	26.55	159.54	0.88
3669.332	PF 2	929.06	526	527.43	527.42	528.01	0.010263	3.47	278.59	230.87	0.97
3669.332	PF 3	1690.68	526	528.04	528	528.88	0.008807	4.16	421.49	230.87	0.96
3628.255	PF 1	30	525.26	525.65	525.62	525.72	0.01188	1.18	25.71	117.05	0.78
3628.255	PF 2	929.06	525.26	527.16	527.02	527.64	0.006726	3.22	310.82	227.31	0.81
3628.255	PF 3	1690.68	525.26	527.85	527.61	528.54	0.005996	3.86	467.72	227.31	0.81
3587.175	PF 1	30	525.09	525.43	525.32	525.46	0.003773	0.73	42.1	163.87	0.45
3587.175	PF 2	929.06	525.09	527.03	526.67	527.39	0.004107	2.78	358.85	223.7	0.65
3587.175	PF 3	1690.68	525.09	527.73	527.28	528.3	0.004299	3.51	513.95	223.7	0.7

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
3550.883	PF 1	30	524.9	525.25	525.17	525.29	0.006275	0.89	33.37	133.09	0.57
3550.883	PF 2	929.06	524.9	526.54	526.54	527.15	0.009537	3.52	276.31	220.32	0.94
3550.883	PF 3	1690.68	524.9	527.14	527.14	528.05	0.009067	4.34	408.16	220.32	0.98
3511.263	PF 1	30	524.56	524.97	524.89	525.02	0.007062	1.03	28.67	99.45	0.62
3511.263	PF 2	929.06	524.56	526.38	526.16	526.79	0.005921	2.81	333.34	236.84	0.75
3511.263	PF 3	1690.68	524.56	527.01	526.73	527.65	0.005868	3.56	482.07	236.84	0.79
3471.174	PF 1	30	524.23	524.6	524.56	524.68	0.011094	1.25	24.61	95.47	0.77
3471.174	PF 2	929.06	524.23	526.16	525.91	526.55	0.005653	2.72	337.83	232.89	0.73
3471.174	PF 3	1690.68	524.23	526.78	526.47	527.41	0.005864	3.51	480.59	232.89	0.79
3431.766	PF 1	30	524	524.34	524.24	524.39	0.005189	0.98	31.75	102.71	0.55
3431.766	PF 2	929.06	524	525.66	525.66	526.24	0.010664	3.24	278.64	232.22	0.96
3431.766	PF 3	1690.68	524	526.23	526.23	527.1	0.009803	4.06	411.29	232.22	0.99
3385.586	PF 1	30	523.73	523.96	523.94	524.02	0.015647	0.95	27.97	172.38	0.82
3385.586	PF 2	929.06	523.73	524.47	524.72	525.29	0.052682	3.86	233.37	494.71	1.83
3385.586	PF 3	1690.68	523.73	524.64	525.06	526.1	0.065791	5.31	315.44	504.54	2.16
3333.348	PF 1	30	523.18	523.47	523.4	523.52	0.006666	0.51	35	195.03	0.51
3333.348	PF 2	929.06	523.18	524.39	524.32	524.67	0.008893	2.62	406.35	532.04	0.85
3333.348	PF 3	1690.68	523.18	524.73	524.67	525.16	0.00924	3.26	591.69	568.67	0.92
3288.621	PF 1	30	522.8	523.13	523.1	523.16	0.009387	0.76	38.23	256.71	0.64
3288.621	PF 2	929.06	522.8	524.05	523.94	524.3	0.007458	2.57	435.27	564.2	0.8
3288.621	PF 3	1690.68	522.8	524.42	524.28	524.78	0.006962	3.03	648.97	580.67	0.81

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
3247.557	PF 1	30	522.5	522.83		522.85	0.006138	0.78	41.41	242.14	0.55
3247.557	PF 2	929.06	522.5	523.84		524.04	0.004967	2.3	496.64	588.4	0.66
3247.557	PF 3	1690.68	522.5	524.23		524.51	0.005267	2.84	783.11	909.8	0.72
3204.313	PF 1	30	522.38	522.61	522.55	522.63	0.004475	0.59	50.12	302.8	0.45
3204.313	PF 2	929.06	522.38	523.36	523.35	523.71	0.011033	2.84	374.5	537.27	0.95
3204.313	PF 3	1690.68	522.38	523.76	523.76	524.19	0.010194	3.47	625.25	752.7	0.96
3152.425	PF 1	30	522	522.12	522.12	522.16	0.0255	0.84	32.94	374.06	0.95
3152.425	PF 2	929.06	522	522.89		523.16	0.009121	2.45	413.15	557.3	0.85
3152.425	PF 3	1690.68	522	523.17	523.3	523.61	0.011626	3.34	585.74	751.03	1
3102.073	PF 1	30	521.61	521.73	521.65	521.75	0.003787	0.28	49.5	316.23	0.35
3102.073	PF 2	929.06	521.61	522.61		522.8	0.00496	1.89	508.52	627.22	0.63
3102.073	PF 3	1690.68	521.61	522.99	522.73	523.26	0.005045	2.41	756.13	786.83	0.68
3057.383	PF 1	30	521.2	521.38	521.38	521.44	0.017173	0.67	31.65	281.21	0.78
3057.383	PF 2	929.06	521.2	522.14	522.14	522.46	0.011294	2.59	387.76	596.78	0.93
3057.383	PF 3	1690.68	521.2	522.45	522.45	522.91	0.011005	3.2	580.6	636.82	0.97
3022.705	PF 1	30	520.93	520.9	520.69	520.93	0.003061		38.94	114.4	0
3022.705	PF 2	929.06	520.93	521.94	521.76	522.12	0.004881	1.79	519.5	669.92	0.62
3022.705	PF 3	1690.68	520.93	522.31	522.09	522.54	0.005364	2.39	811.58	841.14	0.69
2983.272	PF 1	30	520.49	520.63	520.63	520.71	0.014709	0.54	26.04	171.41	0.69
2983.272	PF 2	929.06	520.49	521.51	521.51	521.83	0.011364	2.55	388.53	609.78	0.93
2983.272	PF 3	1690.68	520.49	522.01		522.3	0.00695	2.79	762.23	973.35	0.79

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2945.771	PF 1	30	520.16	520.19	520.11	520.23	0.006819	0.19	35.36	195.87	0.4
2945.771	PF 2	929.06	520.16	521.42	521.13	521.55	0.003285	1.61	598.95	695.27	0.52
2945.771	PF 3	1690.68	520.16	521.96		522.1	0.002617	1.93	1080.68	1013.65	0.5
2900.034	PF 1	30	519.69	519.88	519.83	519.92	0.008087	0.68	34.81	185.48	0.59
2900.034	PF 2	929.06	519.69	521.25		521.4	0.003262	1.79	546.93	522.58	0.53
2900.034	PF 3	1690.68	519.69	521.74		521.96	0.003398	2.31	833.2	634.8	0.58
2861.272	PF 1	30	519.04	519.36	519.36	519.48	0.019307	1.53	19.67	82.57	1
2861.272	PF 2	929.06	519.04	520.8	520.8	521.18	0.009548	3	363.85	467.97	0.91
2861.272	PF 3	1690.68	519.04	521.17	521.17	521.71	0.009544	3.63	549.14	514.17	0.95
2818.795	PF 1	30	518.88	519.18	519.08	519.19	0.002711	0.54	59.35	305.41	0.37
2818.795	PF 2	929.06	518.88	519.67	519.9	520.42	0.036102	4.16	253.46	525.93	1.62
2818.795	PF 3	1690.68	518.88	519.92	520.25	520.96	0.034024	4.99	393.08	585.71	1.66
2782.014	PF 1	30	518.68	518.91	518.91	518.96	0.024897	1.03	29.54	281.32	1
2782.014	PF 2	929.06	518.68	519.65	519.65	519.96	0.011488	2.74	394.54	631.46	0.95
2782.014	PF 3	1690.68	518.68	519.82	520.11	520.44	0.018107	3.89	506.76	666.97	1.23
2745.761	PF 1	30	518.16	518.56	518.47	518.58	0.004963	0.68	44.75	245.62	0.49
2745.761	PF 2	929.06	518.16	519.36	519.21	519.55	0.005974	2.17	507.54	714.25	0.7
2745.761	PF 3	1690.68	518.16	519.7	519.46	519.98	0.006528	2.78	812.42	1120.52	0.77
2708.978	PF 1	30	517.96	518.22	518.21	518.27	0.015917	0.99	31.12	230.93	0.83
2708.978	PF 2	929.06	517.96	518.94	518.93	519.24	0.011538	2.7	396.88	624.54	0.95
2708.978	PF 3	1690.68	517.96	519.39	519.39	519.71	0.007627	2.93	753.77	1118.13	0.83

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2674.515	PF 1	30	517.54	517.85	517.78	517.88	0.008396	0.81	38.4	250.12	0.62
2674.515	PF 2	929.06	517.54	518.73		518.92	0.005847	2.22	495.77	669.75	0.7
2674.515	PF 3	1690.68	517.54	519.05	518.92	519.38	0.007075	2.93	737.83	1081.34	0.81
2640.267	PF 1	30	516.96	517.34	517.34	517.46	0.019273	1.53	19.64	82.19	1
2640.267	PF 2	929.06	516.96	518.37	518.37	518.64	0.011095	2.58	420.57	734.81	0.92
2640.267	PF 3	1690.68	516.96	518.62	518.59	519.05	0.012603	3.31	616.23	869.52	1.03
2597.807	PF 1	30	516.67	516.94	516.86	516.97	0.004923	0.69	43.18	211.65	0.49
2597.807	PF 2	929.06	516.67	517.81	517.86	518.19	0.010242	2.88	380	638.33	0.92
2597.807	PF 3	1690.68	516.67	518.2	518.2	518.62	0.008214	3.22	645.62	738.05	0.87
2559.171	PF 1	30	516.32	516.57	516.57	516.62	0.019007	1.05	28.51	206.39	0.9
2559.171	PF 2	929.06	516.32	517.56	517.47	517.78	0.006179	2.31	488.05	727.24	0.72
2559.171	PF 3	1690.68	516.32	518.21	517.89	518.35	0.002252	1.93	1152.59	1177.25	0.47
2523.431	PF 1	30	515.9	516.29	516.17	516.3	0.002478	0.54	55.88	245.22	0.36
2523.431	PF 2	929.06	515.9	517.09	517.09	517.48	0.010444	2.96	352.58	449.15	0.93
2523.431	PF 3	1690.68	515.9	517.29	517.29	518.11	0.017501	4.32	448.28	498.71	1.25
2483.544	PF 1	30	515.82	516.11	516.07	516.14	0.007585	0.75	40.99	260.3	0.59
2483.544	PF 2	929.06	515.82	516.79	516.82	517.02	0.010298	2.47	492.92	1136.21	0.89
2483.544	PF 3	1690.68	515.82	516.8	517.01	517.53	0.032656	4.41	500.49	1136.68	1.58
2443.116	PF 1	30	515.35	515.54	515.54	515.6	0.030301	1.12	27.12	260.6	1.09
2443.116	PF 2	929.06	515.35	516.35	516.36	516.63	0.010204	2.72	437.31	802.23	0.91
2443.116	PF 3	1690.68	515.35	516.5	516.67	517.07	0.018041	4.02	582.76	1067.2	1.24

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2399.993	PF 1	30	514.36	514.67	514.53	514.68	0.001145	0.33	90.08	445.58	0.24
2399.993	PF 2	929.06	514.36	515.77	515.23	515.88	0.002183	1.59	641.98	665.17	0.44
2399.993	PF 3	1690.68	514.36	516.18	515.59	516.35	0.00272	2.13	1018.11	1049.64	0.52
2364.011	PF 1	30	514.22	514.63		514.64	0.000886	0.35	95.16	460.38	0.22
2364.011	PF 2	929.06	514.22	515.66		515.79	0.002856	1.81	669.58	924.5	0.51
2364.011	PF 3	1690.68	514.22	516.12		516.25	0.002163	1.93	1147.95	1091.15	0.47
2321.243	PF 1	30	514.19	514.53		514.56	0.006738	0.77	38.9	206.27	0.57
2321.243	PF 2	929.06	514.19	515.37		515.6	0.007003	2.32	457.89	632.5	0.76
2321.243	PF 3	1690.68	514.19	515.77		516.09	0.006351	2.8	736.46	826.57	0.77
2287.269	PF 1	30	514.06	514.35	514.29	514.36	0.004845	0.59	53.68	371.78	0.47
2287.269	PF 2	929.06	514.06	515.13		515.35	0.007132	2.32	459.71	638.15	0.76
2287.269	PF 3	1690.68	514.06	515.41	515.29	515.81	0.00976	3.22	657.24	875.18	0.93
2243.601	PF 1	30	513.73	513.95	513.95	513.98	0.019139	0.9	35.51	378	0.87
2243.601	PF 2	929.06	513.73	514.62	514.62	514.94	0.012721	2.74	385.31	626.76	0.99
2243.601	PF 3	1690.68	513.73	514.99	514.97	515.38	0.009915	3.12	637.72	746.39	0.93
2202.807	PF 1	30	513.13	513.4	513.36	513.42	0.007437	0.64	46.46	352.08	0.56
2202.807	PF 2	929.06	513.13	514.11	514.1	514.44	0.011896	2.77	381.56	596.02	0.97
2202.807	PF 3	1690.68	513.13	514.43	514.38	514.91	0.012669	3.56	610.66	887.32	1.05
2159.757	PF 1	30	512.7	512.9	512.88	512.94	0.019655	0.9	34.46	341.6	0.88
2159.757	PF 2	929.06	512.7	513.59	513.59	513.92	0.012398	2.73	379.78	587.91	0.98
2159.757	PF 3	1690.68	512.7	513.96	513.96	514.39	0.011243	3.34	614.52	761.74	0.99

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
2117.832	PF 1	30	512.33	512.57	512.5	512.58	0.004588	0.52	56.72	397.44	0.44
2117.832	PF 2	929.06	512.33	513.38	513.16	513.54	0.004719	1.89	539.92	679.13	0.62
2117.832	PF 3	1690.68	512.33	513.82	513.46	514.02	0.004541	2.38	911.46	1044.59	0.65
2074.889	PF 1	30	511.97	512.15	512.15	512.2	0.023991	0.97	29.95	278.96	0.97
2074.889	PF 2	929.06	511.97	512.89	512.89	513.22	0.012285	2.74	378.22	585.7	0.98
2074.889	PF 3	1690.68	511.97	513.18	513.18	513.68	0.013346	3.52	561.41	680.64	1.07
2035.421	PF 1	30	511.44	511.72	511.66	511.74	0.007004	0.61	46.52	333.91	0.54
2035.421	PF 2	929.06	511.44	512.32	512.37	512.67	0.01626	2.8	367.2	684.79	1.09
2035.421	PF 3	1690.68	511.44	512.57	512.66	513.09	0.01681	3.51	543.15	740.7	1.17
1998.567	PF 1	30	511	511.24	511.24	511.3	0.02832	1.06	30.49	350.87	1.05
1998.567	PF 2	929.06	511	511.83	511.9	512.23	0.018396	3	345.09	626.68	1.16
1998.567	PF 3	1690.68	511	512.12	512.21	512.66	0.016191	3.56	534.4	684.07	1.15
1960.762	PF 1	30	510.45	510.6	510.59	510.63	0.012313	0.7	40.62	368.31	0.69
1960.762	PF 2	929.06	510.45	511.23	511.26	511.59	0.015262	2.84	358.15	592.57	1.07
1960.762	PF 3	1690.68	510.45	511.49	511.63	512.05	0.016247	3.61	527.02	670.65	1.16
1923.998	PF 1	30	509.72	509.87	509.87	509.92	0.033256	0.98	29.49	342.93	1.1
1923.998	PF 2	929.06	509.72	510.47	510.56	510.91	0.021388	3.06	324.28	600.93	1.23
1923.998	PF 3	1690.68	509.72	510.74	510.86	511.36	0.020275	3.78	492.36	654.49	1.27
1886.565	PF 1	30	509	509.19	509.14	509.22	0.007309	0.73	41.4	259.37	0.58
1886.565	PF 2	929.06	509	509.9	510.05	510.52	0.019455	3.61	278.72	397.48	1.24
1886.565	PF 3	1690.68	509	510.4	510.4	511.07	0.012302	3.89	514.97	652.7	1.06

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1816.415	PF 1	30	508.17	508.4	508.4	508.46	0.017827	1.13	29.08	230.11	0.9
1816.415	PF 2	929.06	508.17	508.96	509.16	509.64	0.035654	3.76	255.23	466.3	1.57
1816.415	PF 3	1690.68	508.17	509.51	509.73	510.1	0.014345	3.73	546.8	756.23	1.12
1779.086	PF 1	30	507.54	507.8		507.87	0.014913	1.11	26.97	149.79	0.84
1779.086	PF 2	929.06	507.54	508.73	508.73	509.11	0.013387	2.85	347.55	492.1	1.02
1779.086	PF 3	1690.68	507.54	509.02	509.08	509.65	0.015219	3.73	498.8	561.51	1.14
1741.17	PF 1	30	506.84	507.11	507.11	507.2	0.020826	1.36	22.11	117.14	1
1741.17	PF 2	929.06	506.84	508.09	508.17	508.52	0.017955	3.08	335.66	598.17	1.16
1741.17	PF 3	1690.68	506.84	508.34	508.44	509	0.01889	3.87	492.41	647.18	1.25
1702.525	PF 1	30	506.36	506.63	506.58	506.66	0.009426	0.87	34.65	198.75	0.66
1702.525	PF 2	929.06	506.36	507.81	507.56	507.95	0.003597	1.83	586.94	743.97	0.56
1702.525	PF 3	1690.68	506.36	508.27	507.95	508.43	0.002701	2	1046.6	1062.42	0.51
1665.833	PF 1	30	506	506.43		506.46	0.00357	0.78	38.29	123.14	0.45
1665.833	PF 2	929.06	506	507.55		507.77	0.00677	2.16	464.2	660.22	0.73
1665.833	PF 3	1690.68	506	507.94		508.27	0.006807	2.76	745.58	976.87	0.78
1633.441	PF 1	30	505.91	506.25		506.29	0.007724	0.92	32.72	154.95	0.62
1633.441	PF 2	929.06	505.91	507.13	507.12	507.48	0.012479	2.63	362.86	525.11	0.97
1633.441	PF 3	1690.68	505.91	507.49	507.49	507.98	0.011159	3.23	571.06	656.31	0.98
1603.898	PF 1	30	505.63	505.96	505.93	506	0.013246	0.96	31.32	201.06	0.77
1603.898	PF 2	929.06	505.63	506.75	506.75	507.08	0.014322	2.63	365.23	574.73	1.02
1603.898	PF 3	1690.68	505.63	506.99	507.19	507.57	0.01682	3.5	510.43	620.88	1.17

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1574.132	PF 1	30	505.3	505.58	505.55	505.63	0.01228	0.93	32.31	206.33	0.74
1574.132	PF 2	929.06	505.3	506.45	506.37	506.7	0.009367	2.31	423.78	613.63	0.84
1574.132	PF 3	1690.68	505.3	506.74	506.69	507.15	0.010115	2.98	607.52	656.89	0.93
1538.832	PF 1	30	504.99	505.2	505.16	505.24	0.009783	0.84	36.16	230.99	0.67
1538.832	PF 2	929.06	504.99	506.03	506	506.33	0.011873	2.47	394.31	613.3	0.94
1538.832	PF 3	1690.68	504.99	506.35	506.34	506.78	0.010995	3.03	592.17	655.4	0.96
1509.244	PF 1	30	504.66	504.97	504.91	504.99	0.006753	0.7	43.33	271.06	0.55
1509.244	PF 2	929.06	504.66	505.87		506.05	0.005754	1.93	511.67	707.07	0.67
1509.244	PF 3	1690.68	504.66	506.23		506.49	0.005512	2.39	810.28	1019.32	0.7
1483.825	PF 1	30	504.37	504.62	504.62	504.7	0.020372	1.35	22.85	125.89	0.99
1483.825	PF 2	929.06	504.37	505.52	505.52	505.83	0.01224	2.57	391.43	652.32	0.96
1483.825	PF 3	1690.68	504.37	505.79	505.79	506.26	0.012635	3.22	575.68	748.91	1.03
1459.688	PF 1	30	503.57	504.24	503.99	504.25	0.000932	0.41	73.35	241.86	0.23
1459.688	PF 2	929.06	503.57	505.2	504.98	505.37	0.004713	1.93	521.61	665.55	0.62
1459.688	PF 3	1690.68	503.57	505.56	505.31	505.83	0.004994	2.44	786.57	1046.84	0.68
1428.395	PF 1	30	503.84	504.15	504.1	504.18	0.008457	0.73	42.36	304.9	0.61
1428.395	PF 2	929.06	503.84	504.89	504.84	505.15	0.010271	2.33	415.76	649.7	0.88
1428.395	PF 3	1690.68	503.84	505.19	505.11	505.6	0.010492	2.96	614.95	788.92	0.94
1398.353	PF 1	30	503.61	503.88		503.9	0.009325	0.66	45.99	400.47	0.62
1398.353	PF 2	929.06	503.61	504.68		504.89	0.006573	2.08	475.41	700.62	0.72
1398.353	PF 3	1690.68	503.61	504.96	504.93	505.3	0.007716	2.72	708.43	1048.74	0.82

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1369.737	PF 1	30	503.36	503.57	503.54	503.6	0.011334	0.76	40.09	329.85	0.69
1369.737	PF 2	929.06	503.36	504.41	504.31	504.65	0.008862	2.27	427.97	714.86	0.82
1369.737	PF 3	1690.68	503.36	504.75	504.69	505.07	0.007526	2.67	724.91	987.88	0.81
1336.488	PF 1	30	502.94	503.2		503.23	0.010695	0.79	38.94	297.55	0.68
1336.488	PF 2	929.06	502.94	504.03		504.32	0.010305	2.49	397.54	567.33	0.89
1336.488	PF 3	1690.68	502.94	504.36	504.35	504.77	0.009481	2.96	632.48	848.98	0.9
1304.403	PF 1	30	502.51	502.76	502.74	502.81	0.01691	1.02	29.35	203.42	0.86
1304.403	PF 2	929.06	502.51	503.59	503.59	503.94	0.01217	2.71	366.46	543.61	0.97
1304.403	PF 3	1690.68	502.51	503.95	503.95	504.42	0.010395	3.19	575.06	619.9	0.95
1260.239	PF 1	30	501.91	502.17		502.2	0.011141	0.87	34.68	225.73	0.7
1260.239	PF 2	929.06	501.91	503.04	503.01	503.37	0.011012	2.66	373.59	537.72	0.93
1260.239	PF 3	1690.68	501.91	503.31	503.4	503.88	0.013133	3.51	532.01	630.87	1.06
1205.351	PF 1	30	501.31	501.55	501.51	501.58	0.010943	0.85	35.76	240.59	0.7
1205.351	PF 2	929.06	501.31	502.41	502.38	502.72	0.011386	2.59	384.48	578.08	0.93
1205.351	PF 3	1690.68	501.31	502.7	502.74	503.19	0.012242	3.31	561.04	648.48	1.02
1152.827	PF 1	30	500.66	500.97	500.94	501	0.010017	0.72	37.94	266.62	0.65
1152.827	PF 2	929.06	500.66	501.78	501.73	502.08	0.01125	2.44	384.29	547.14	0.92
1152.827	PF 3	1690.68	500.66	502.04	502.09	502.56	0.014034	3.36	539.17	646.27	1.08
1108.639	PF 1	30	500.18	500.48		500.51	0.011384	0.68	38.44	303.4	0.67
1108.639	PF 2	929.06	500.18	501.24	501.21	501.53	0.012602	2.42	387.12	609.67	0.95
1108.639	PF 3	1690.68	500.18	501.48	501.53	501.99	0.014571	3.22	541.07	648.42	1.08

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1063.332	PF 1	30	499.66	499.91	499.88	499.94	0.012065	0.8	37.15	284.72	0.71
1063.332	PF 2	929.06	499.66	500.67	500.62	500.95	0.011368	2.12	396.35	593.9	0.89
1063.332	PF 3	1690.68	499.66	500.88	500.95	501.41	0.015984	3.08	527.23	650.28	1.11
1018.774	PF 1	30	499.18	499.37		499.42	0.010705	0.61	33.86	227.42	0.64
1018.774	PF 2	929.06	499.18	500.22		500.47	0.009275	2.15	424.05	597.14	0.83
1018.774	PF 3	1690.68	499.18	500.28	500.45	500.97	0.024403	3.62	458.87	613.19	1.35
982.787	PF 1	30	498.87	499.06		499.09	0.009383	0.77	37.44	241.07	0.64
982.787	PF 2	929.06	498.87	499.95		500.18	0.008132	2.22	440.4	608.04	0.79
982.787	PF 3	1690.68	498.87	499.9	500.15	500.77	0.033975	4.35	409.13	595.9	1.6
954.109	PF 1	30	498.64	498.85		498.88	0.007613	0.75	40.25	246.23	0.59
954.109	PF 2	929.06	498.64	499.74		499.97	0.008065	2.29	438.81	609.98	0.8
954.109	PF 3	1690.68	498.64	499.71	499.95	500.53	0.029271	4.29	426.01	605.86	1.51
920.639	PF 1	30	498.36	498.58		498.61	0.009283	0.83	37.01	231.88	0.65
920.639	PF 2	929.06	498.36	499.5		499.73	0.007638	2.28	443.86	611.13	0.78
920.639	PF 3	1690.68	498.36	499.45	499.71	500.32	0.031549	4.45	412.85	597.6	1.57
893.771	PF 1	30	498.14	498.39		498.42	0.007012	0.78	39.78	225.18	0.58
893.771	PF 2	929.06	498.14	499.31		499.55	0.007668	2.31	444.51	623.41	0.78
893.771	PF 3	1690.68	498.14	499.32	499.53	500.07	0.024268	4.15	451.24	625.31	1.4
853.279	PF 1	30	497.89	498.13		498.16	0.007902	0.72	38.07	222.26	0.59
853.279	PF 2	929.06	497.89	499.03		499.26	0.007517	2.32	450.27	624.69	0.78
853.279	PF 3	1690.68	497.89	499.37	499.24	499.71	0.007489	2.86	671.86	689.77	0.82

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
819.436	PF 1	30	497.63	497.87		497.9	0.008767	0.78	36.22	211.22	0.63
819.436	PF 2	929.06	497.63	498.78		499.02	0.007996	2.41	440.78	622.13	0.8
819.436	PF 3	1690.68	497.63	499.11		499.47	0.007981	2.96	659.39	692.76	0.85
795.811	PF 1	30	497.42	497.66		497.7	0.008296	0.68	38.16	235.33	0.59
795.811	PF 2	929.06	497.42	498.5	498.46	498.79	0.010754	2.65	400.73	619.06	0.92
795.811	PF 3	1690.68	497.42	498.8	498.8	499.23	0.010973	3.29	600.63	695.3	0.98
763.565	PF 1	30	497.13	497.33	497.3	497.37	0.010621	0.76	36.35	246.96	0.67
763.565	PF 2	929.06	497.13	498.15	498.12	498.41	0.010513	2.51	421.73	708.3	0.9
763.565	PF 3	1690.68	497.13	498.38	498.41	498.82	0.012841	3.29	590.07	749.54	1.04
729.61	PF 1	30	496.76	496.95		496.98	0.010117	0.82	38.91	281.56	0.67
729.61	PF 2	929.06	496.76	497.7	497.68	497.99	0.012718	2.43	394.99	674.66	0.96
729.61	PF 3	1690.68	496.76	497.96	498	498.4	0.013319	3.11	586.65	780.28	1.04
689.183	PF 1	30	496.19	496.39	496.38	496.44	0.016314	1.03	29.82	212.84	0.85
689.183	PF 2	929.06	496.19	497.11	497.11	497.42	0.012912	2.71	388.53	633.29	0.99
689.183	PF 3	1690.68	496.19	497.41	497.41	497.85	0.01203	3.2	587.52	703.53	1.01
648.725	PF 1	30	495.62	495.83	495.81	495.87	0.012246	0.88	36.1	281.77	0.73
648.725	PF 2	929.06	495.62	496.48	496.51	496.81	0.01516	2.83	370.79	635.74	1.06
648.725	PF 3	1690.68	495.62	496.74	496.81	497.25	0.015509	3.49	539.19	664.6	1.13
595.91	PF 1	30	495.13	495.3	495.27	495.32	0.008489	0.59	49.62	506.64	0.58
595.91	PF 2	929.06	495.13	495.68	495.84	496.23	0.039091	3.5	284.87	660.18	1.6
595.91	PF 3	1690.68	495.13	496.02	496.13	496.57	0.019419	3.51	521.05	723.75	1.23

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
553.541	PF 1	30	494.6	494.75	494.75	494.78	0.018136	0.84	40.14	493.8	0.84
553.541	PF 2	929.06	494.6	495.3	495.3	495.59	0.014104	2.51	396.95	708.67	1
553.541	PF 3	1690.68	494.6	495.42	495.58	496.06	0.025007	3.75	483.81	728.81	1.38
474.182	PF 1	30	493.35	493.62	493.58	493.65	0.010362	0.86	36.14	238.3	0.68
474.182	PF 2	929.06	493.35	494.42	494.23	494.56	0.004704	1.9	583.91	837.18	0.62
474.182	PF 3	1690.68	493.35	494.81	494.49	494.99	0.003872	2.16	918.42	895.88	0.6
443.176	PF 1	30	492.76	493.13	493.13	493.21	0.021589	1.26	23.83	145.16	0.99
443.176	PF 2	929.06	492.76	494.08		494.36	0.0088	2.64	422.57	614.86	0.85
443.176	PF 3	1690.68	492.76	494.43		494.81	0.008114	3.06	646.13	661.95	0.86
401.634	PF 1	30	492.32	492.71	492.54	492.73	0.001911	0.58	51.53	161.88	0.33
401.634	PF 2	929.06	492.32	493.78		494.06	0.006607	2.61	438.27	604.07	0.76
401.634	PF 3	1690.68	492.32	494.13		494.52	0.006929	3.14	658.83	672.26	0.81
361.392	PF 1	30	492.07	492.58	492.49	492.61	0.004709	0.74	40.37	172.96	0.49
361.392	PF 2	929.06	492.07	493.6		493.81	0.005458	2.26	486.07	615.65	0.69
361.392	PF 3	1690.68	492.07	493.91		494.25	0.006568	2.91	688.25	703.36	0.78
290.947	PF 1	30	491.62	491.9	491.9	491.98	0.021617	1.28	23.45	139.52	1
290.947	PF 2	929.06	491.62	493.08		493.39	0.006956	2.65	423.56	610.59	0.78
290.947	PF 3	1690.68	491.62	493.6		493.88	0.004374	2.68	795.48	851.53	0.66
250.589	PF 1	30	491.12	491.62	491.5	491.64	0.002838	0.62	48.37	185.99	0.39
250.589	PF 2	929.06	491.12	493.08		493.2	0.001925	1.69	682.59	804.84	0.43
250.589	PF 3	1690.68	491.12	493.61		493.74	0.001595	1.87	1209.87	1213.94	0.41

River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
218.259	PF 1	30	491.12	491.51		491.53	0.004228	0.73	43.2	247.28	0.47
218.259	PF 2	929.06	491.12	493.09		493.14	0.000781	1.17	1010.44	1125.84	0.28
218.259	PF 3	1690.68	491.12	493.62		493.69	0.000716	1.34	1658.85	1249.42	0.28
177.293	PF 1	30	491	491.44		491.45	0.00113	0.43	69.33	229.32	0.25
177.293	PF 2	929.06	491	493.08		493.11	0.000512	0.98	1258.97	1235.33	0.23
177.293	PF 3	1690.68	491	493.61		493.66	0.000476	1.12	1920.68	1239.55	0.23
134.772	PF 1	30	490.5	491.4		491.41	0.000644	0.4	74.64	184.16	0.2
134.772	PF 2	929.06	490.5	493.06		493.09	0.000455	0.93	1340.47	1224.19	0.22
134.772	PF 3	1690.68	490.5	493.6		493.64	0.00043	1.07	1996.63	1226.02	0.22
93.196	PF 1	30	490.75	491.39		491.39	0.000414	0.33	97.95	272.4	0.16
93.196	PF 2	929.06	490.75	492.95		493.05	0.001385	1.49	687.28	634.76	0.37
93.196	PF 3	1690.68	490.75	493.42		493.59	0.002041	2.13	1080.3	1040.59	0.47
63.081	PF 1	30	491	491.28	491.23	491.35	0.010004	1.13	26.58	107.51	0.72
63.081	PF 2	929.06	491	492.49	492.49	492.93	0.00948	3.06	319.84	407.21	0.91
63.081	PF 3	1690.68	491	493	493	493.46	0.00719	3.31	625.43	765.62	0.84

River Sta: Progresiva de estación

Profile: Perfil de flujo (PF1 = 30m3/s, PF2 = 929.06m3/s, PF3 = 1690.68m3/S)

Min Ch El: Mínima elevación de canal (m)

W.S. Elev: Elevación de la superficie de agua (m)

Crit W.S. Elevación del tirante crítica (m)

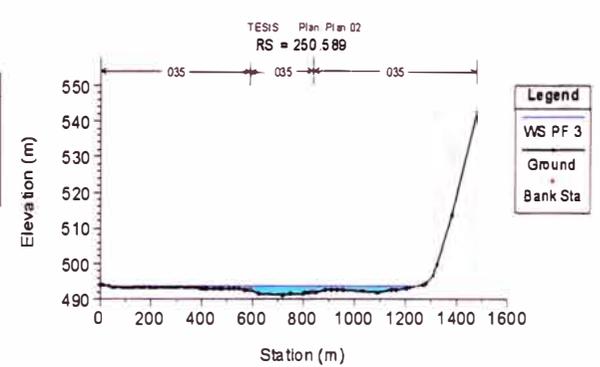
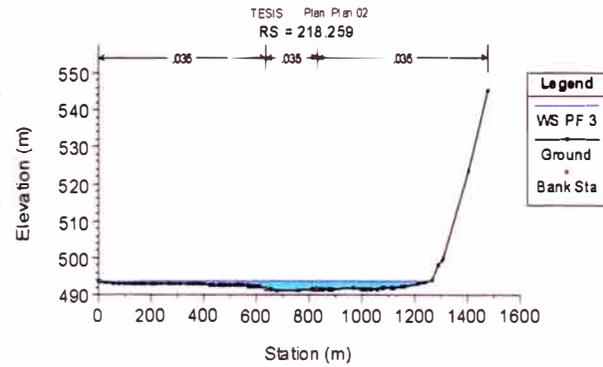
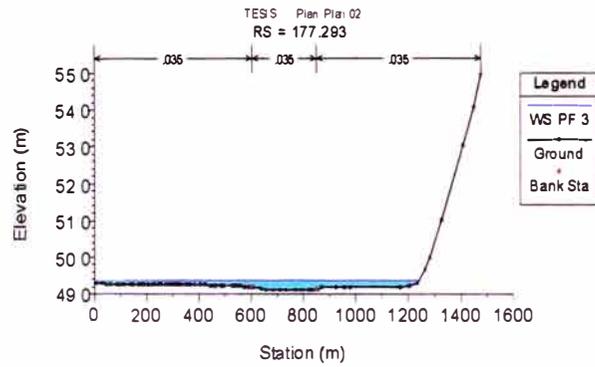
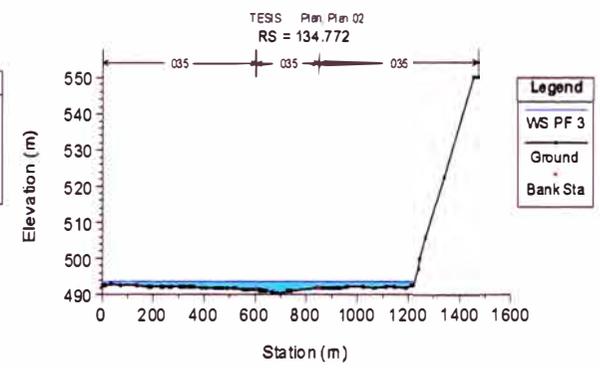
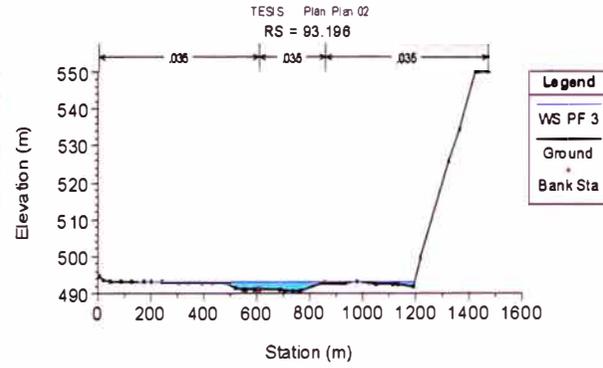
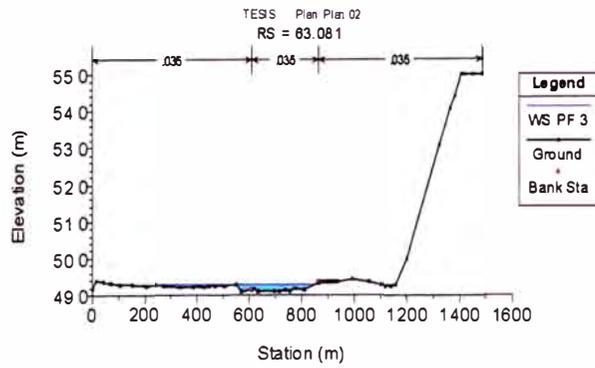
E.G. Elev: Elevación de la línea de energía (m)

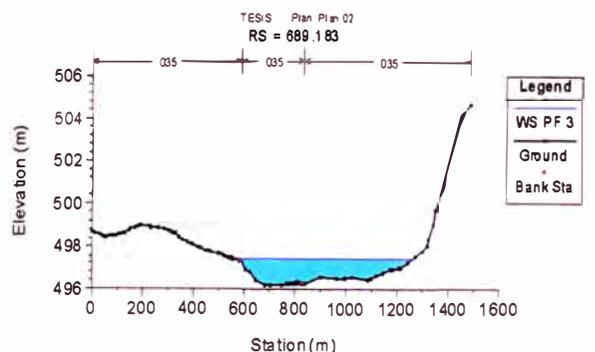
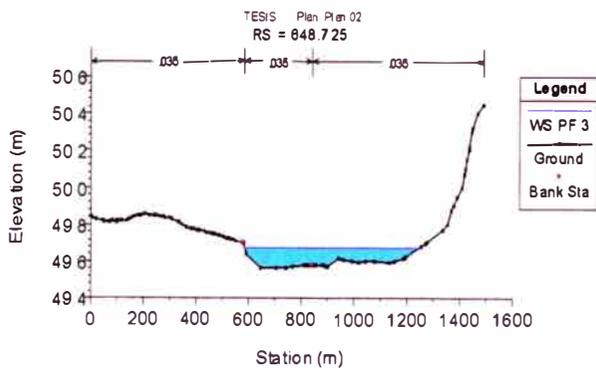
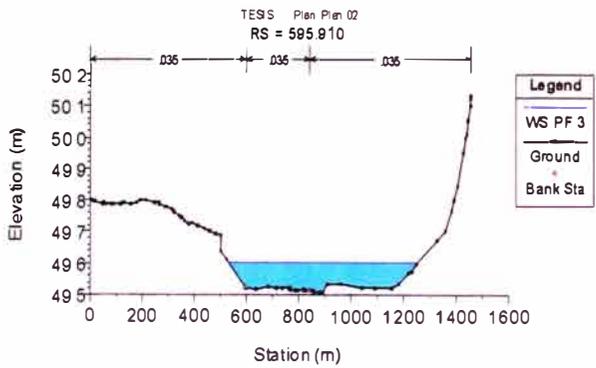
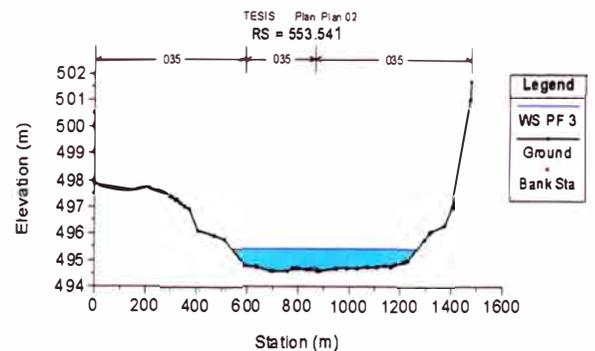
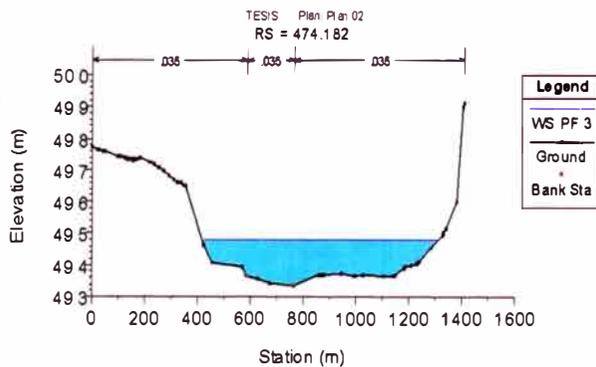
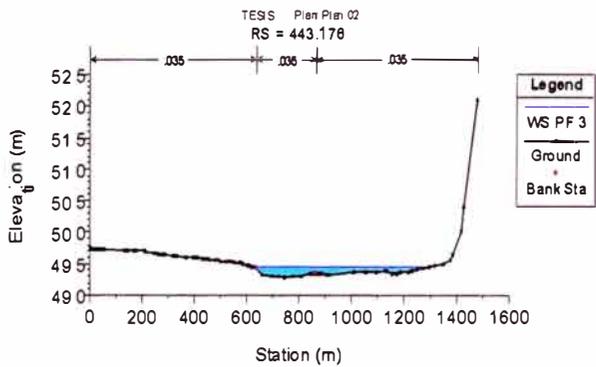
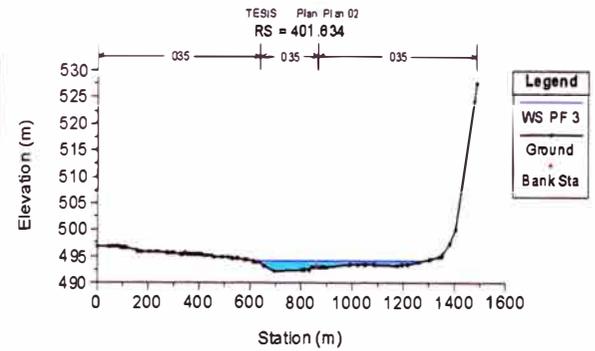
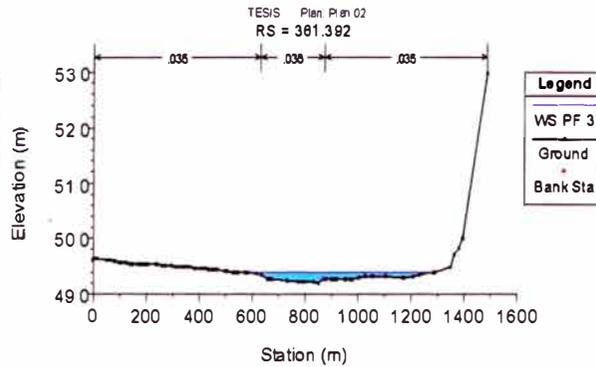
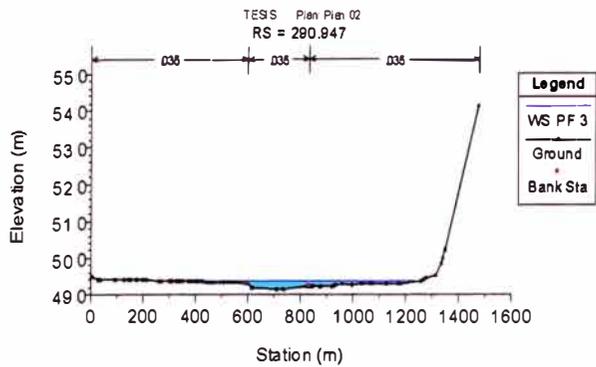
Vel. Chnl: Velocidad media en el canal (m/s)

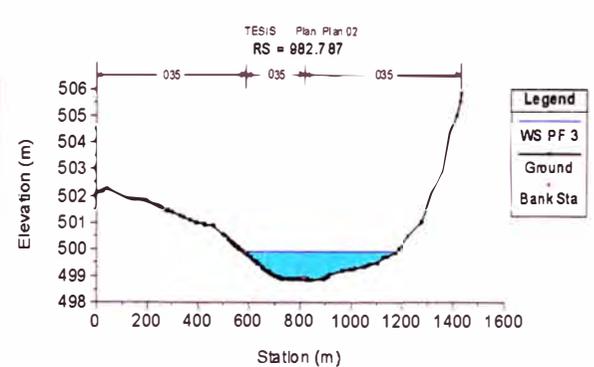
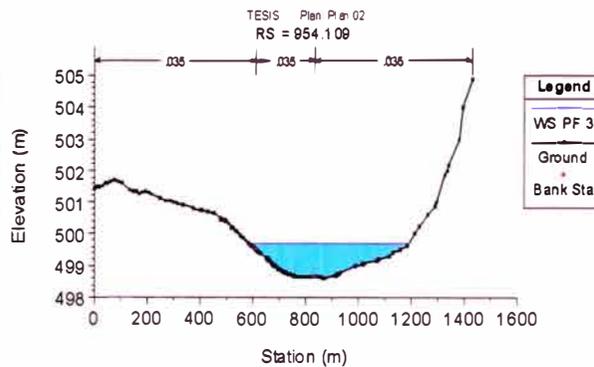
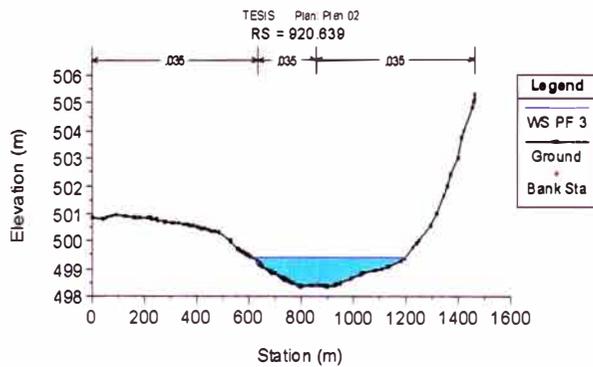
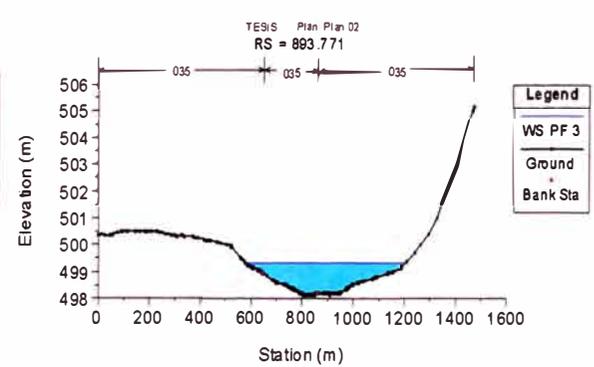
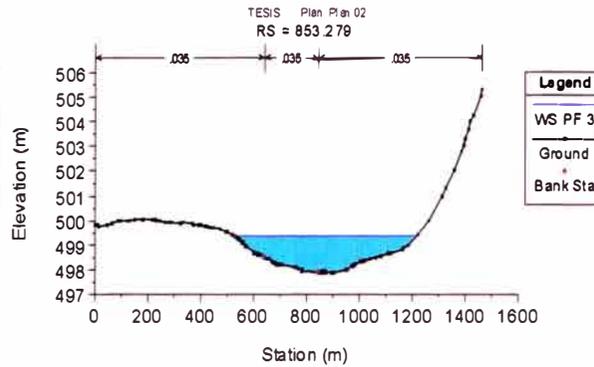
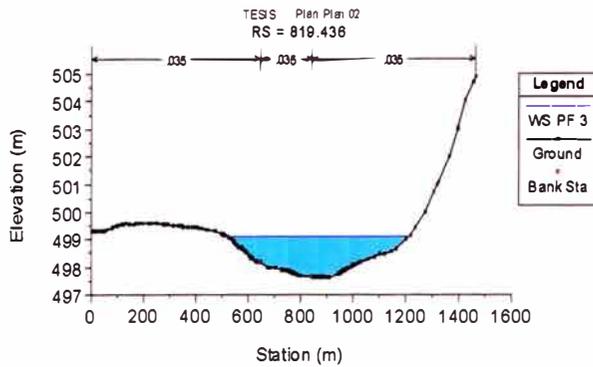
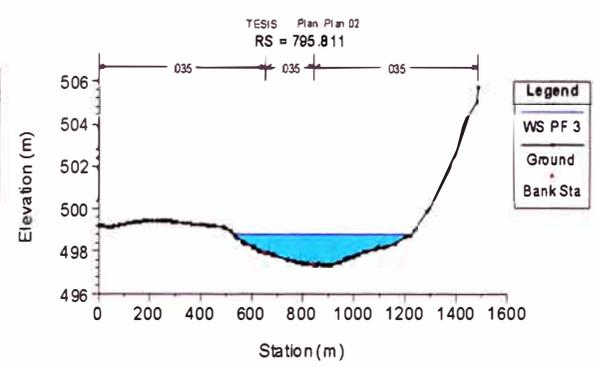
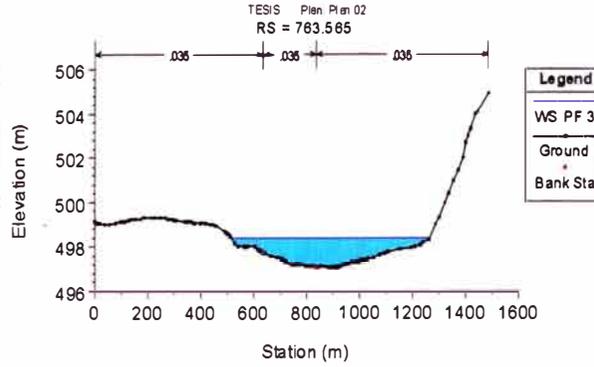
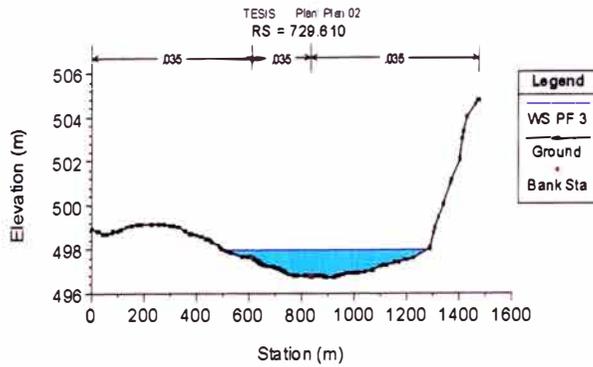
# SECCIONES TRANSVERSALES

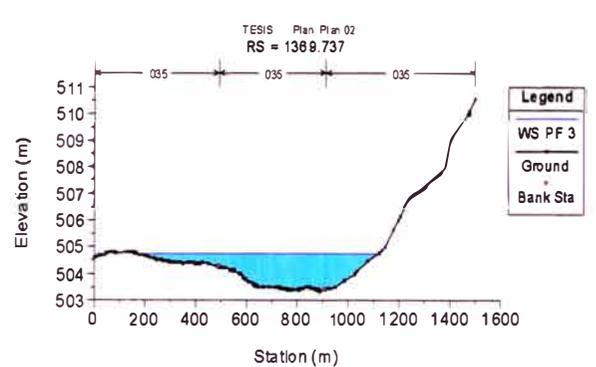
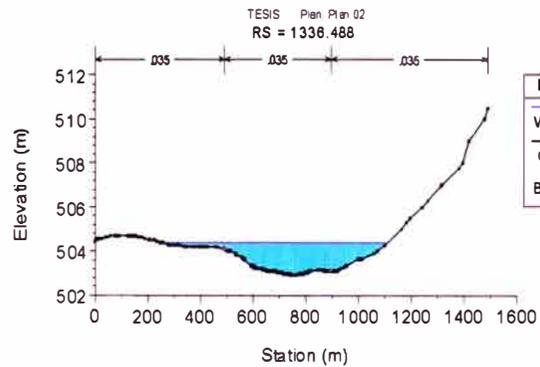
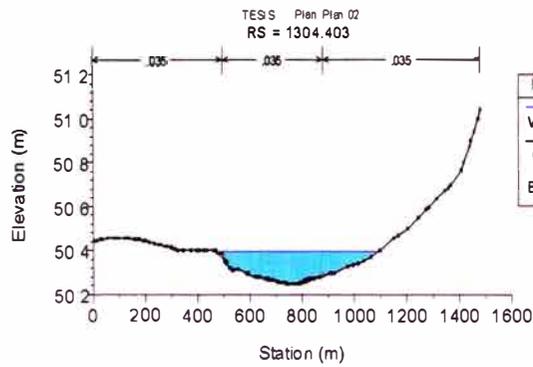
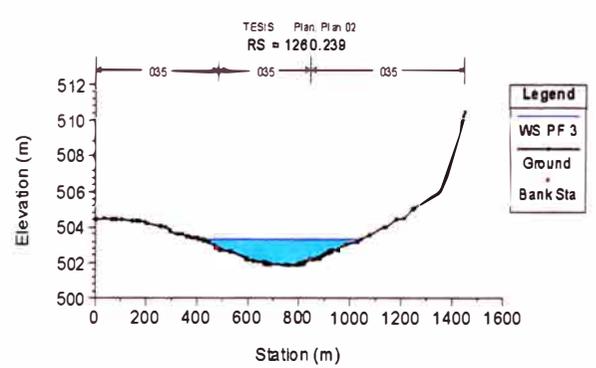
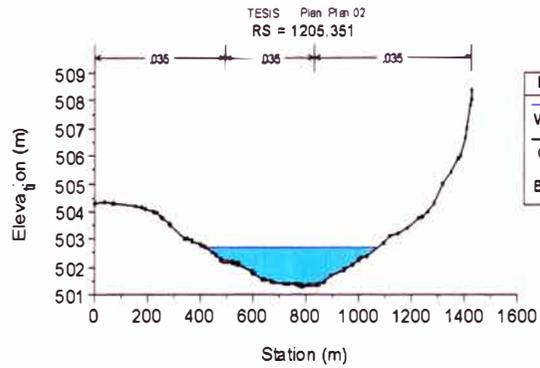
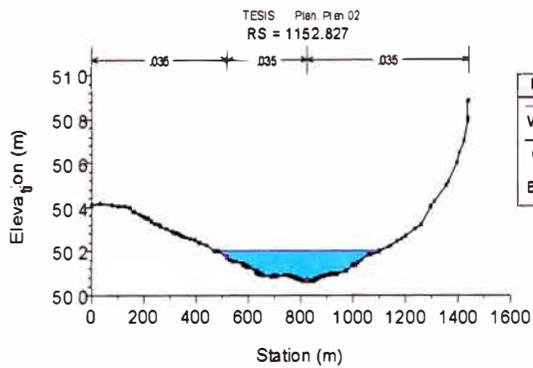
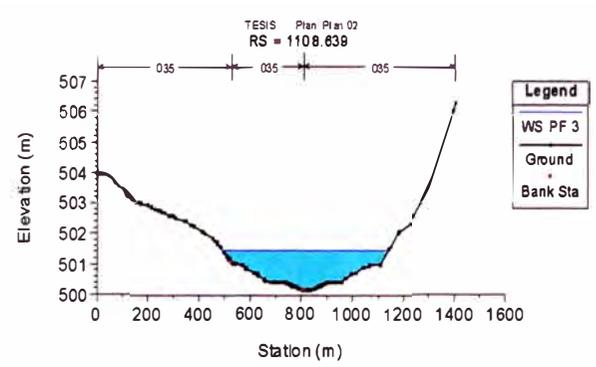
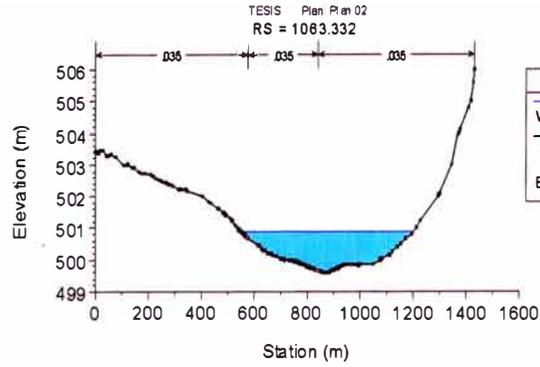
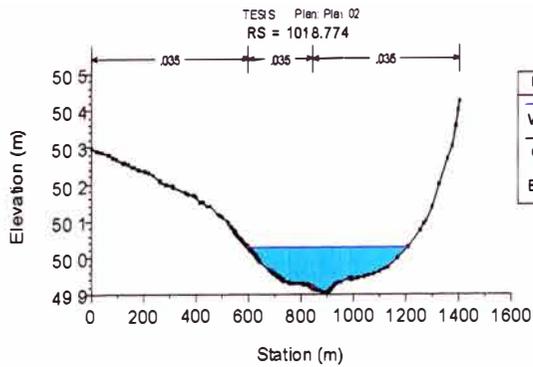
## EVENTO DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO (CAUDAL = 1690.68 m<sup>3</sup>/s)

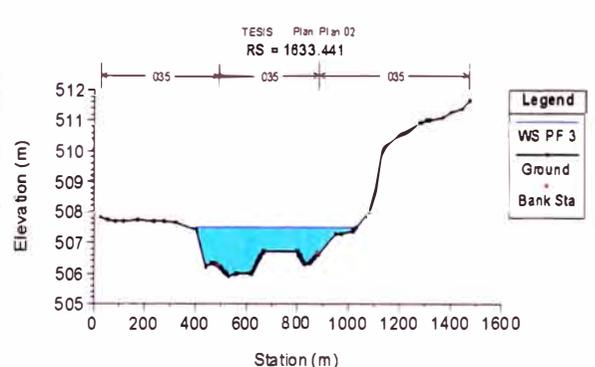
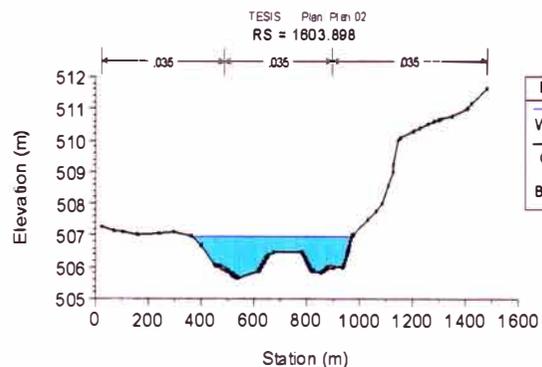
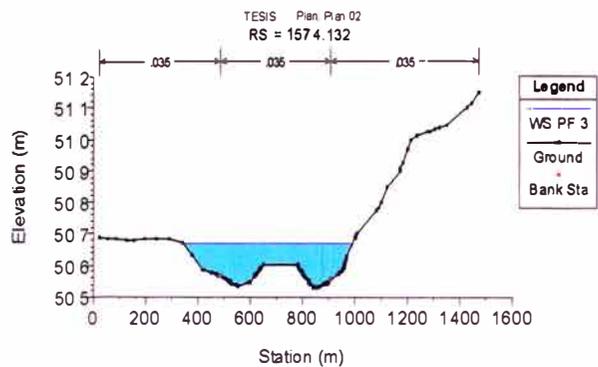
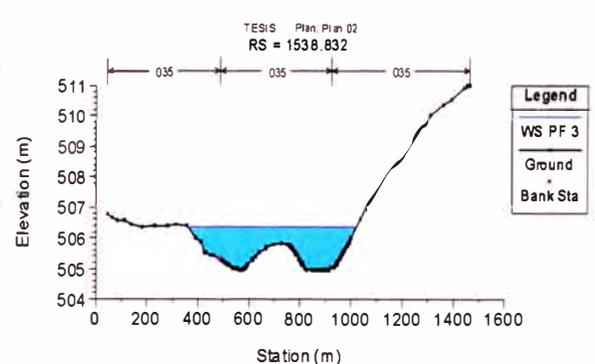
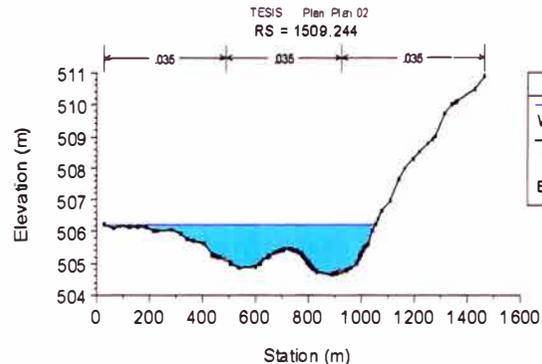
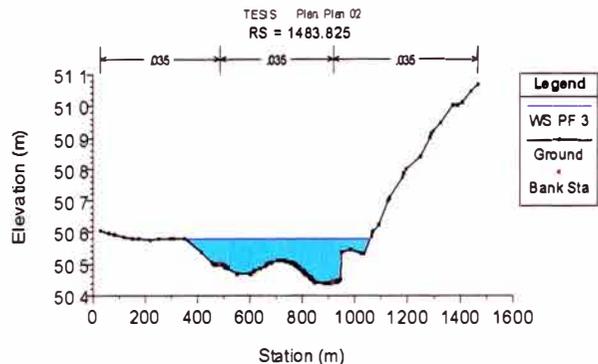
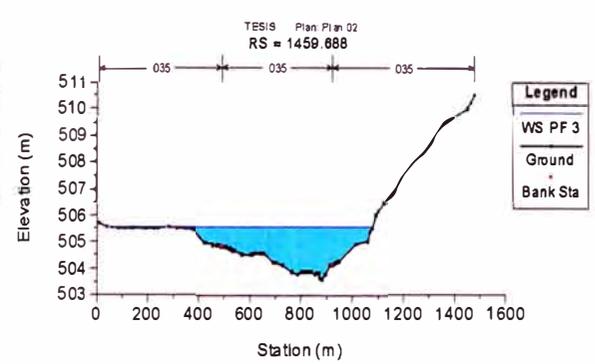
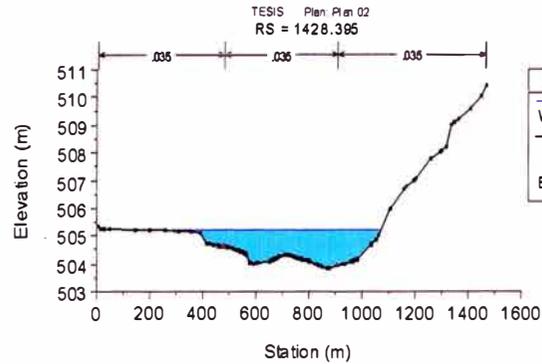
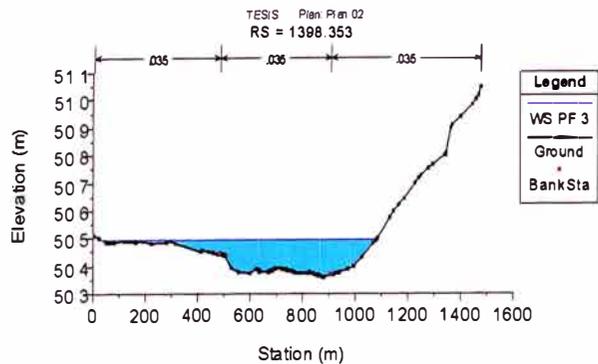
Aguas abajo hacia aguas arriba

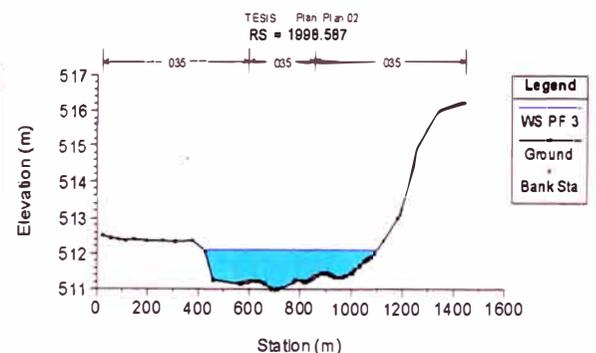
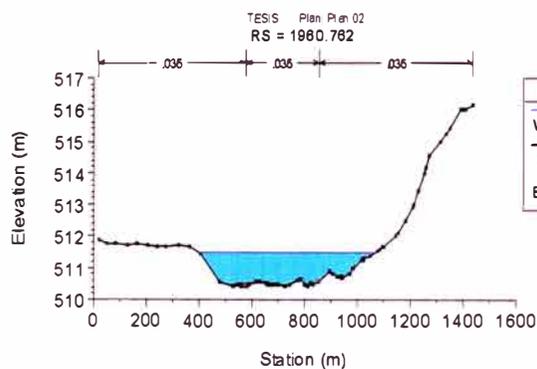
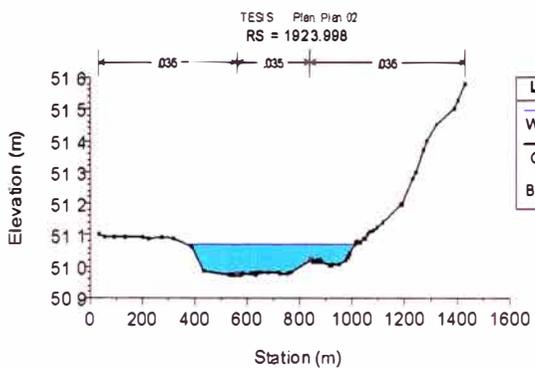
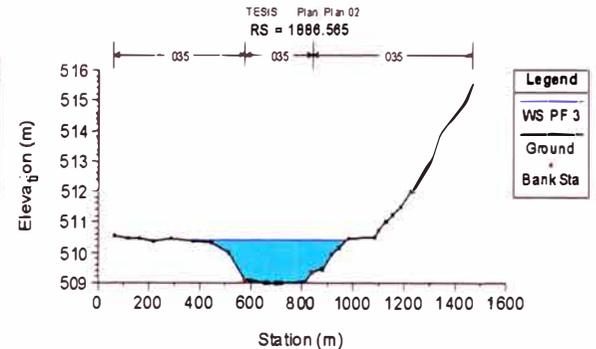
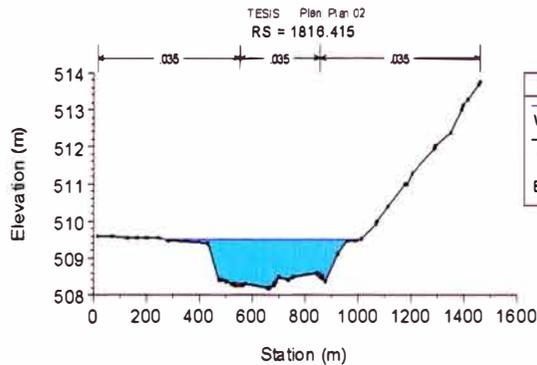
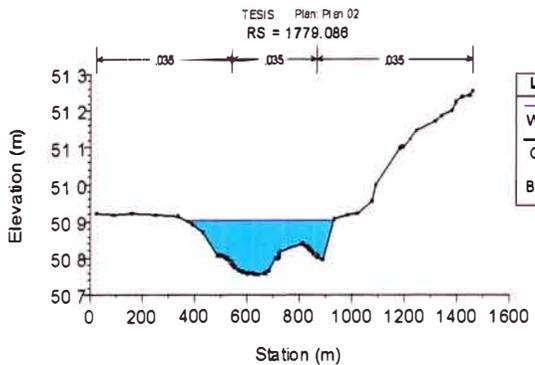
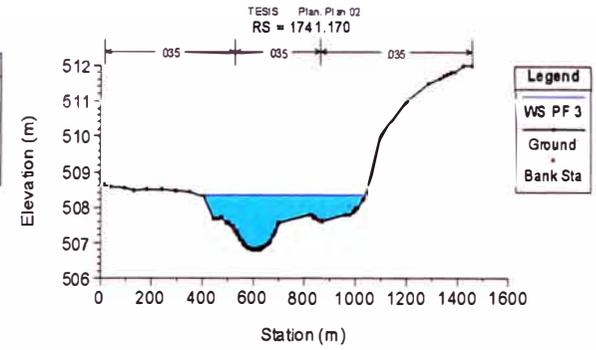
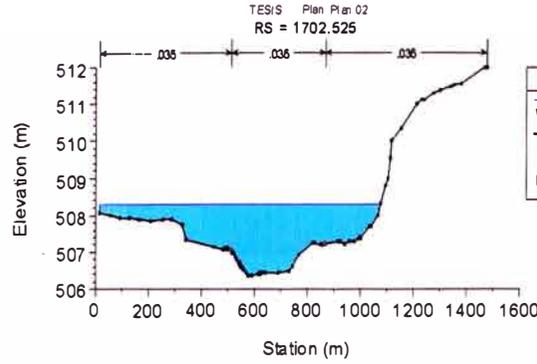
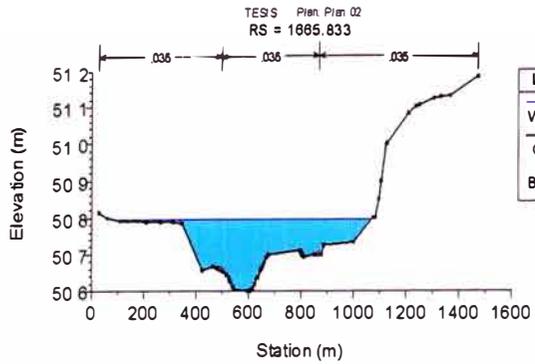


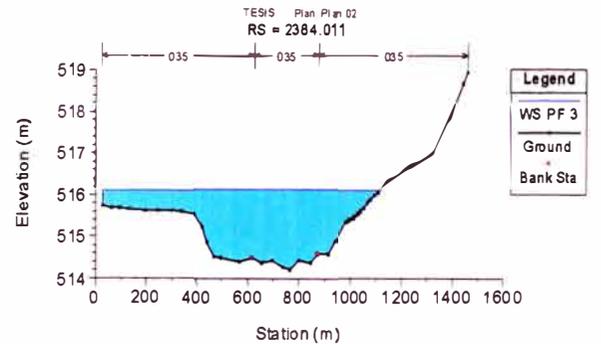
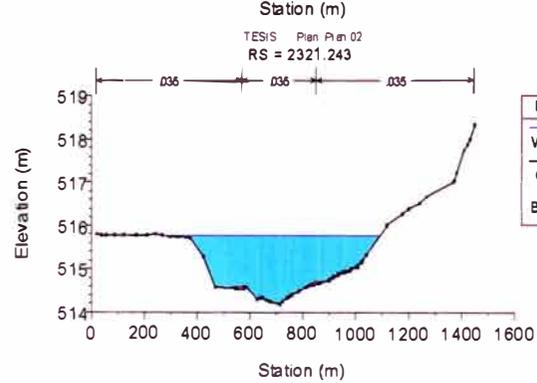
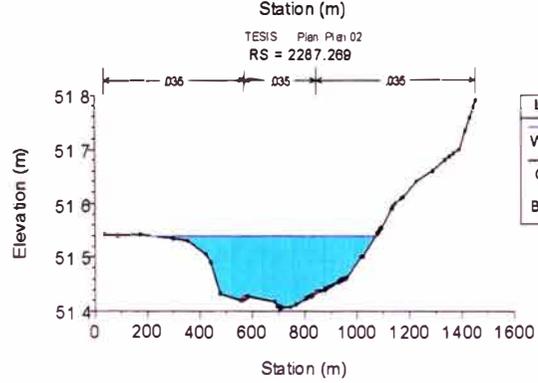
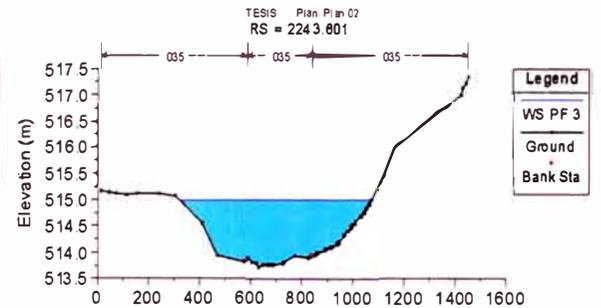
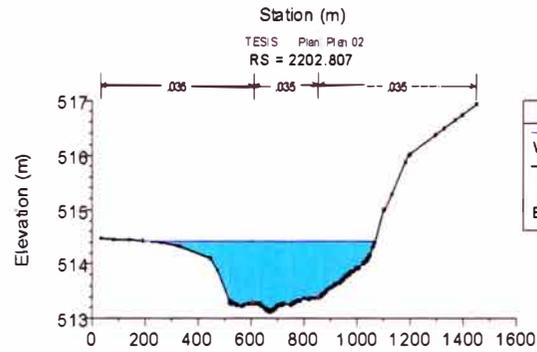
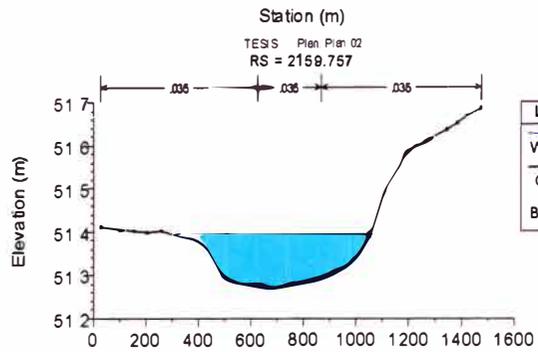
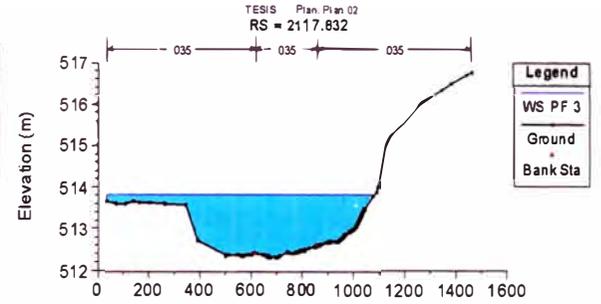
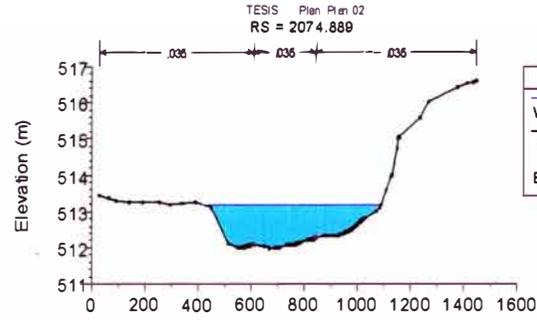
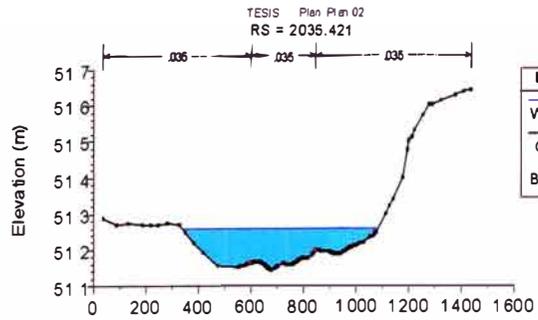


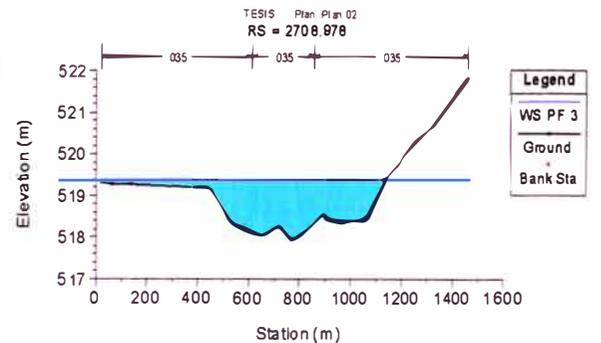
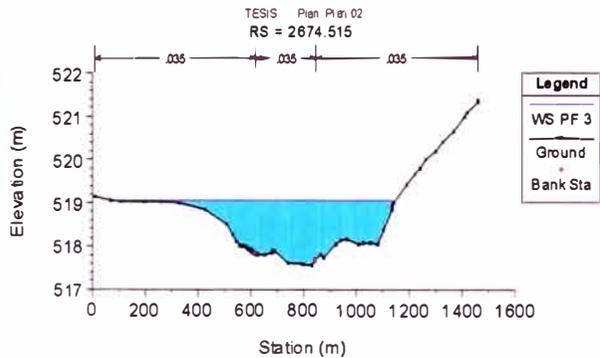
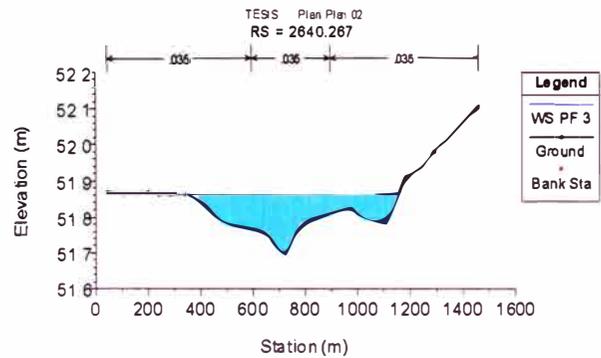
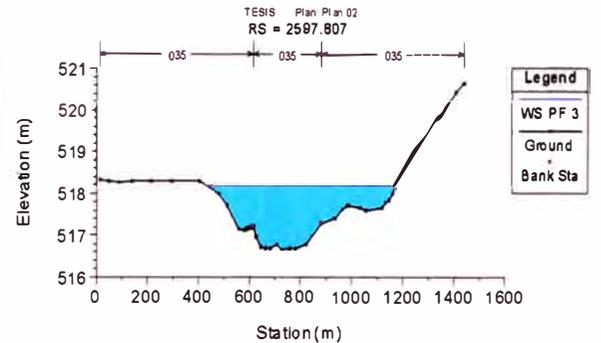
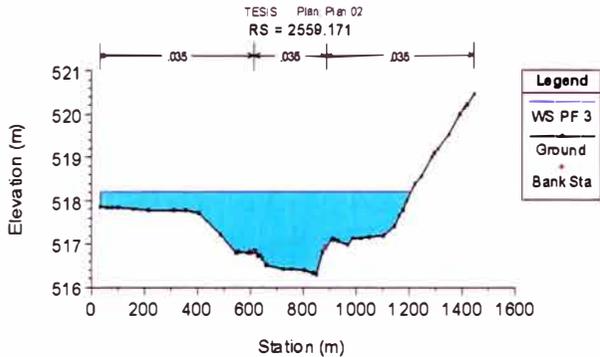
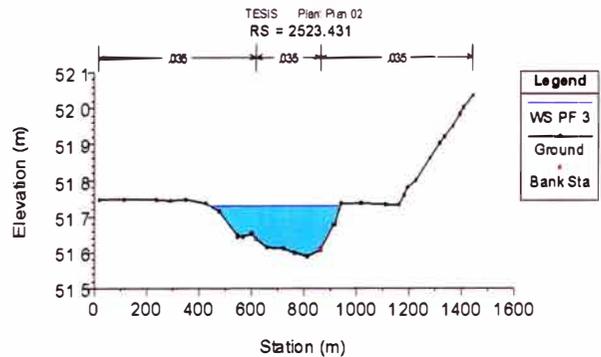
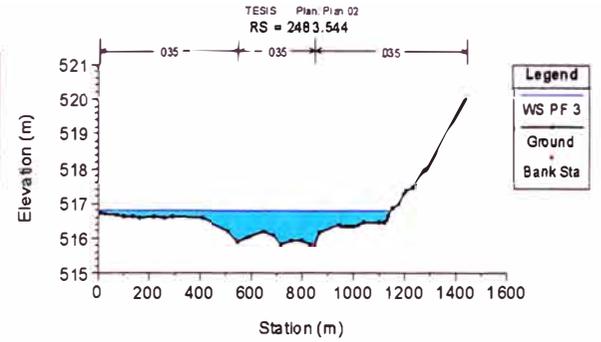
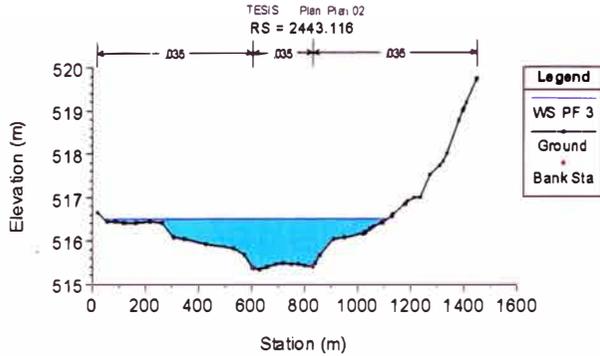
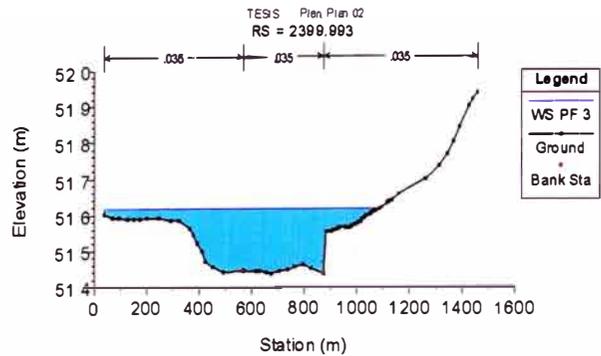


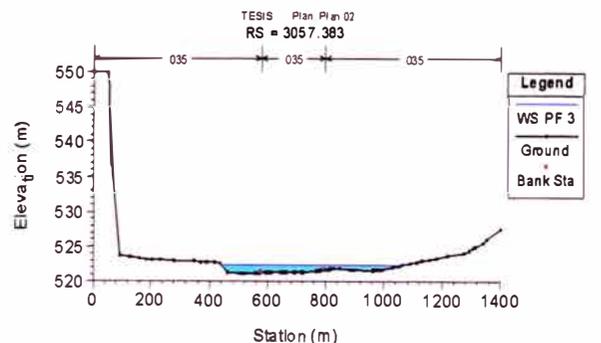
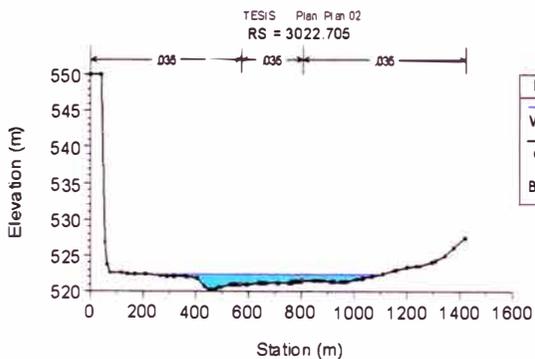
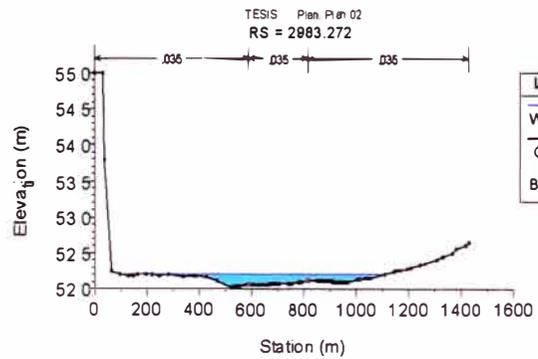
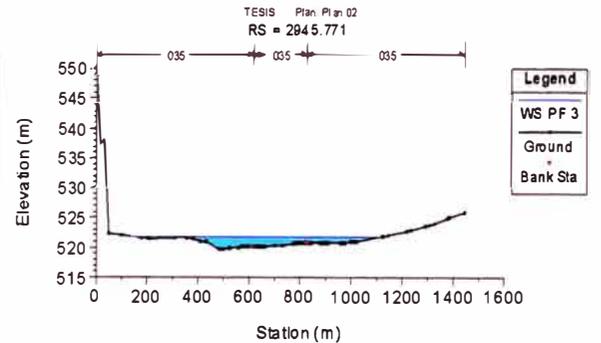
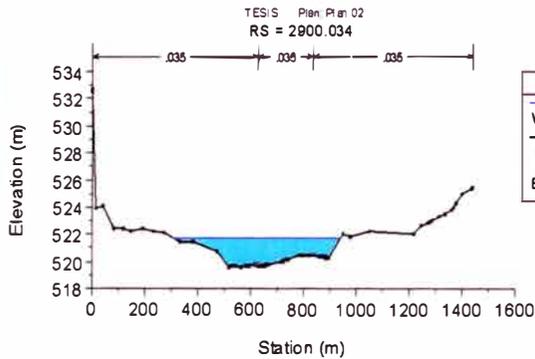
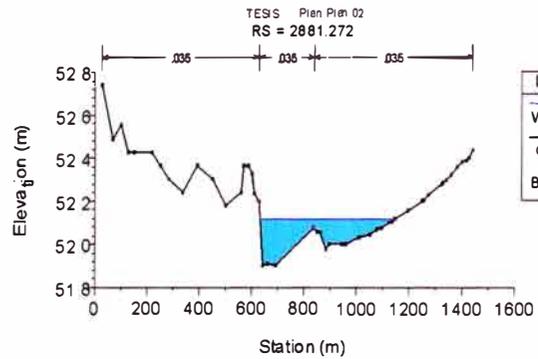
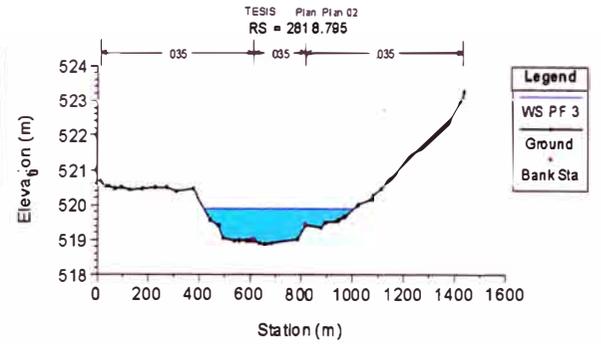
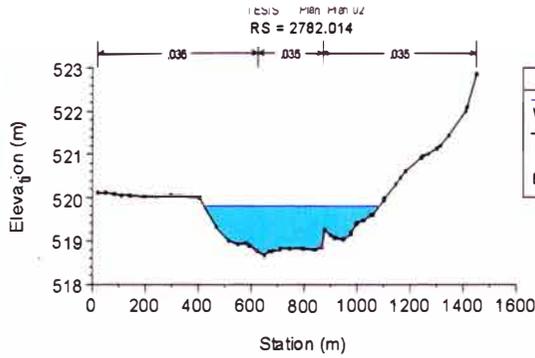
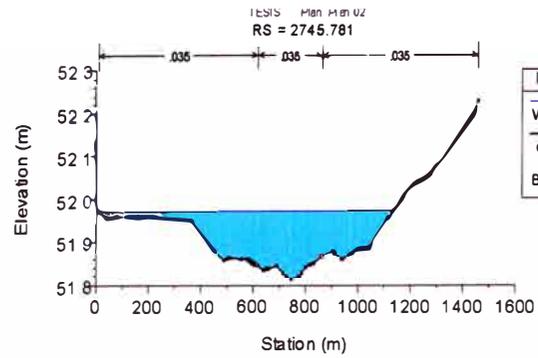


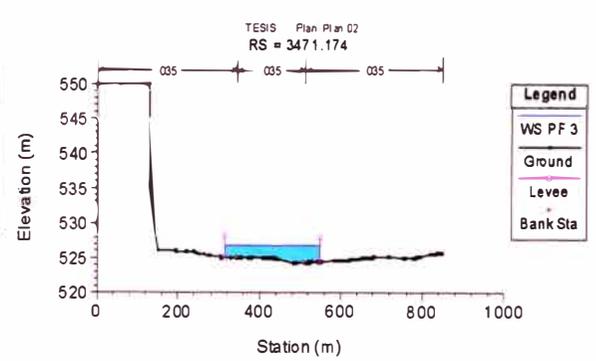
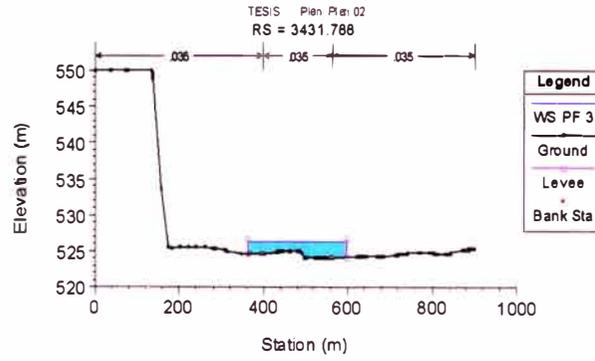
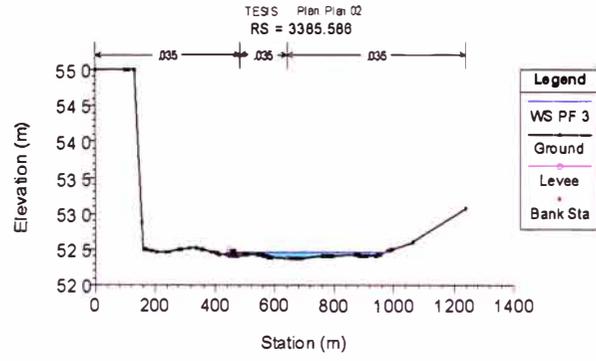
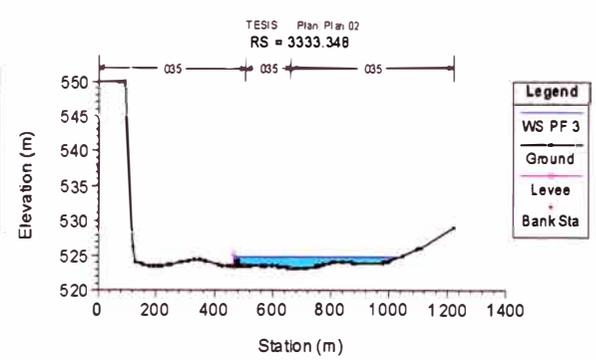
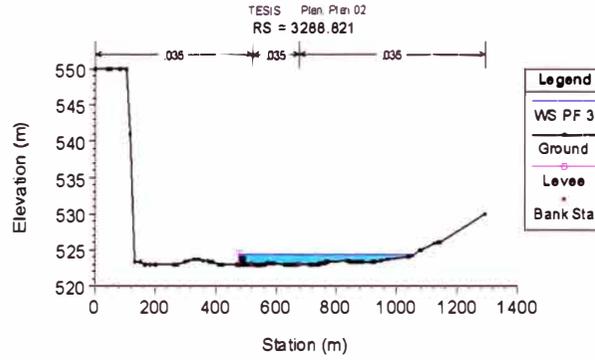
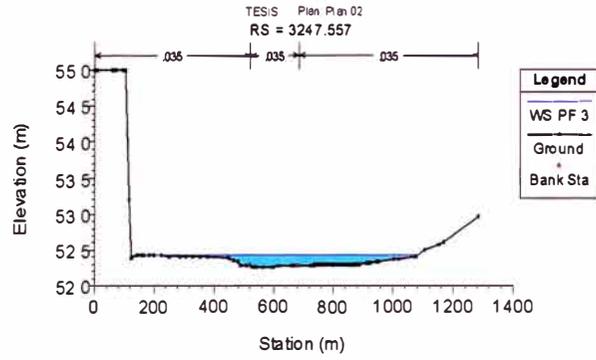
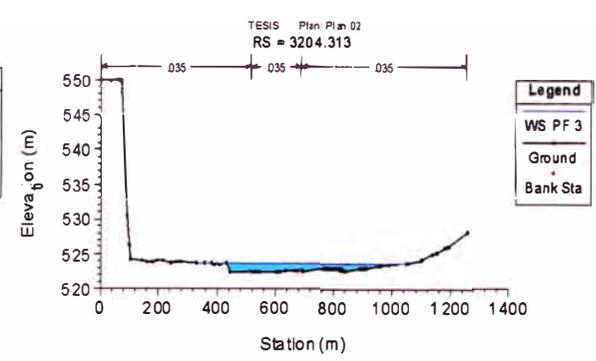
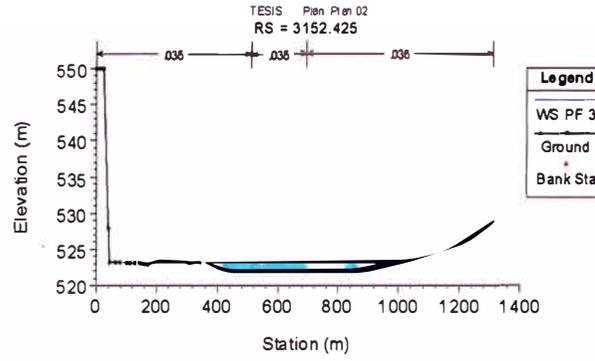
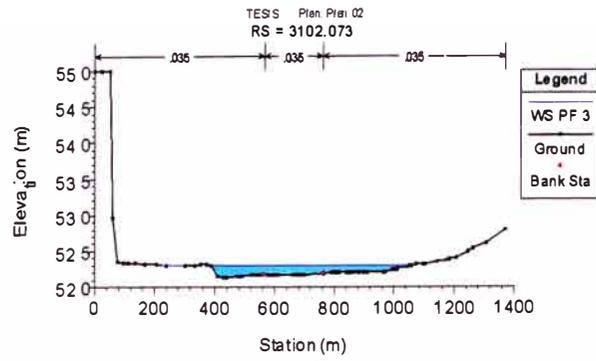


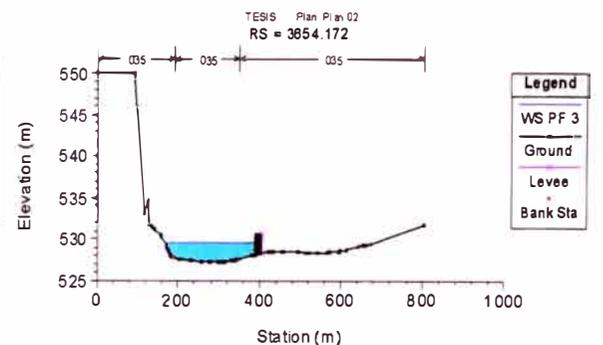
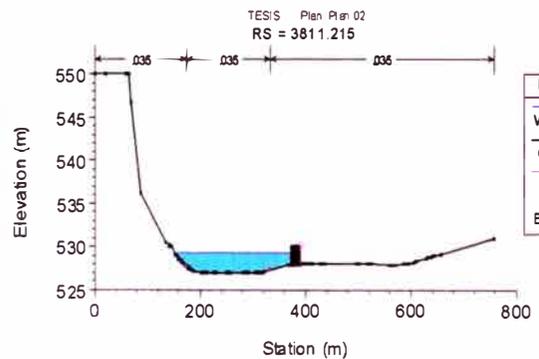
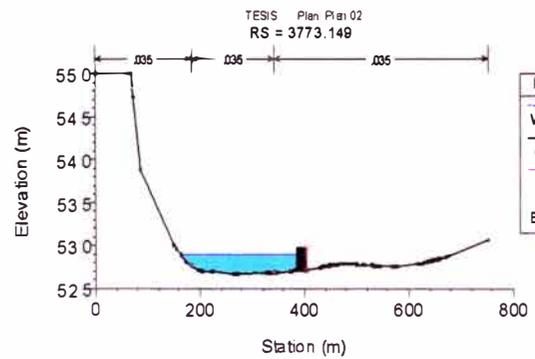
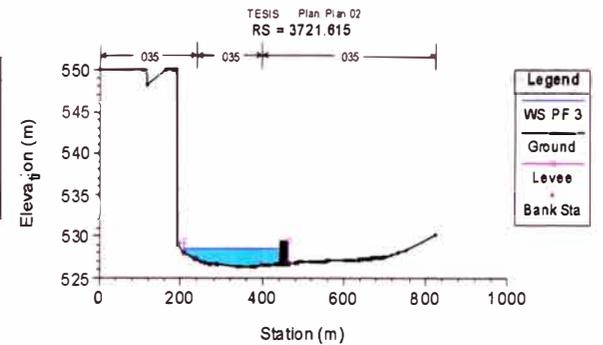
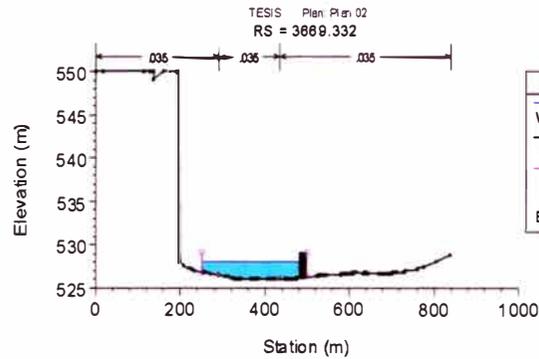
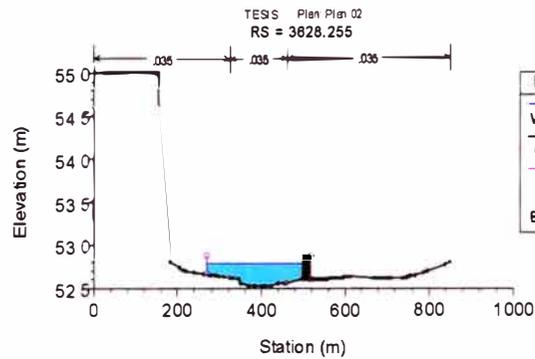
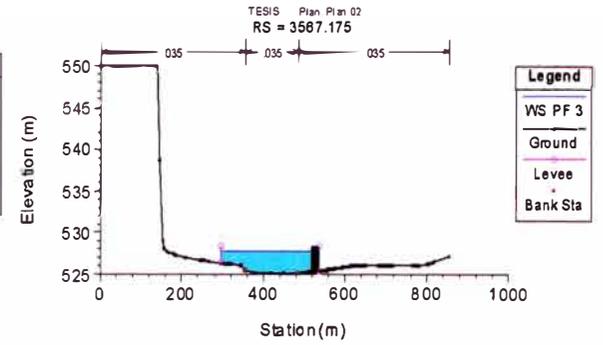
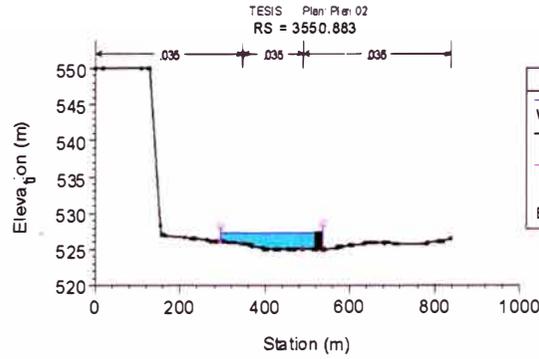
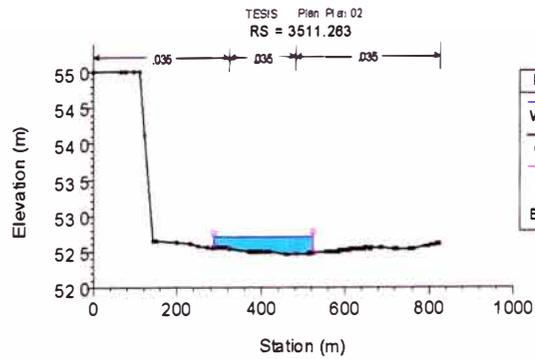


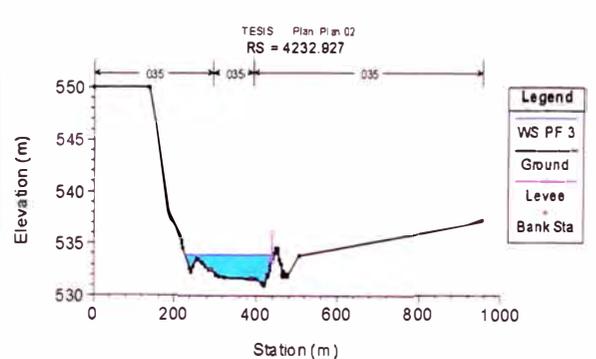
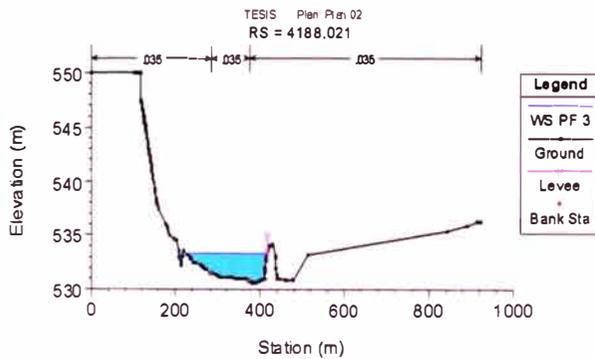
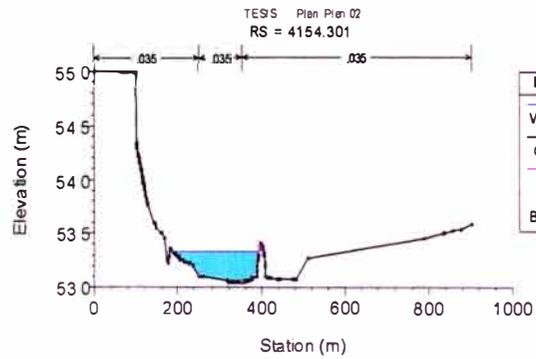
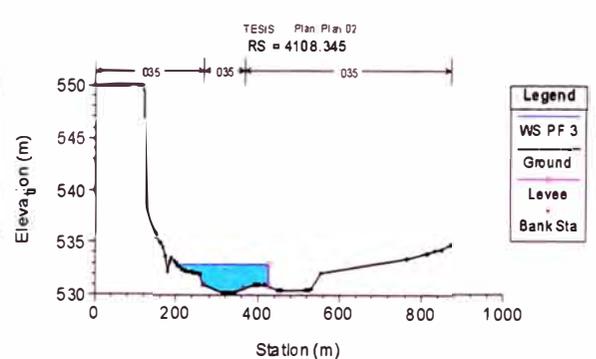
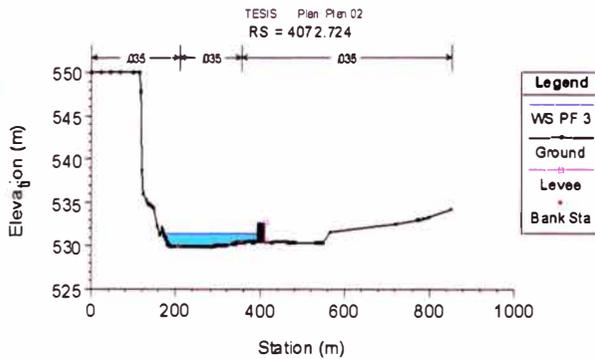
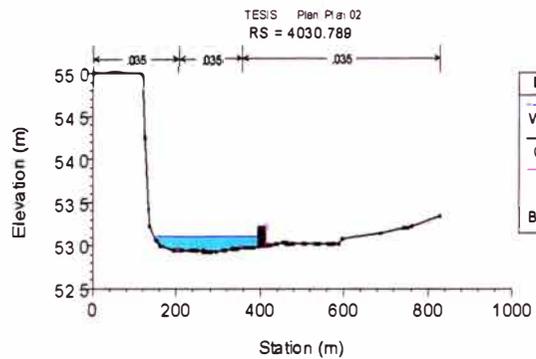
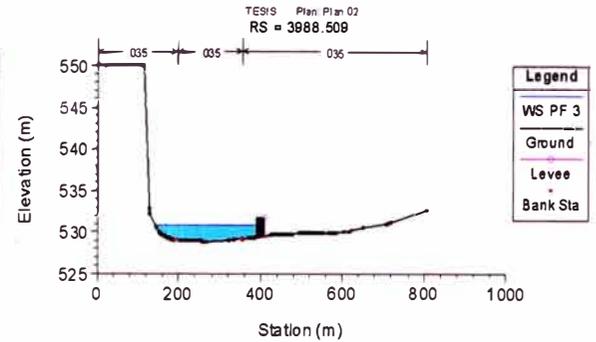
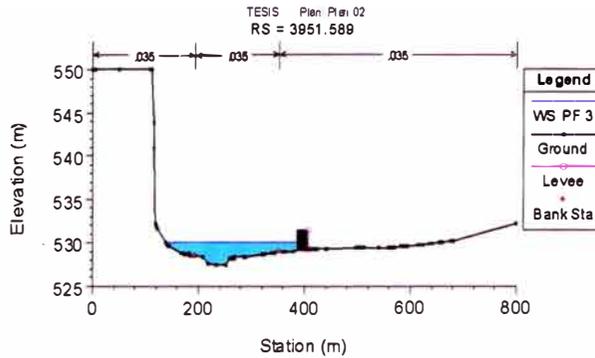
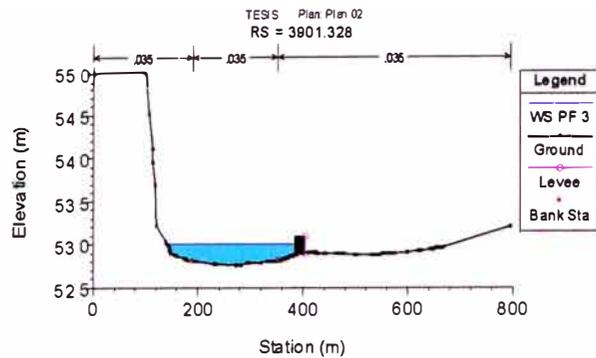


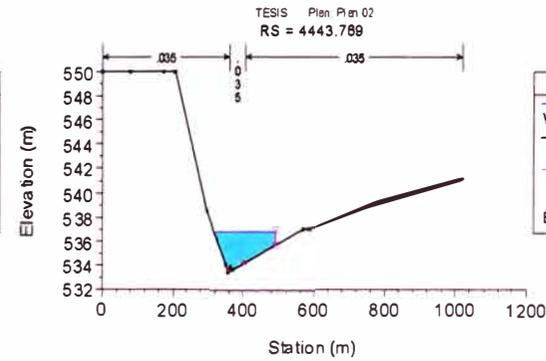
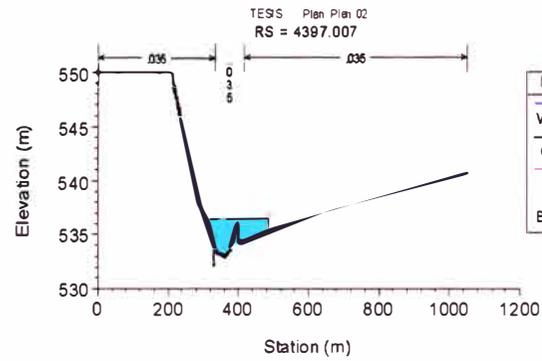
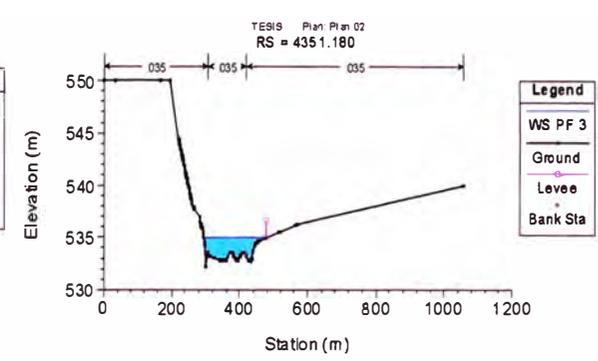
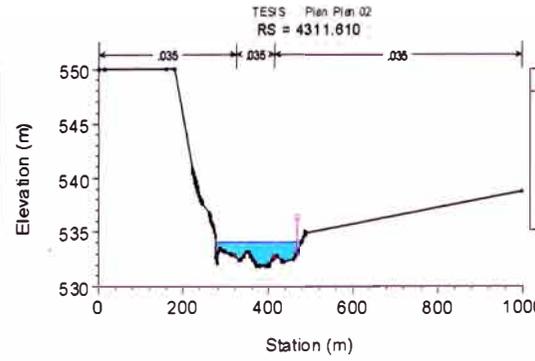
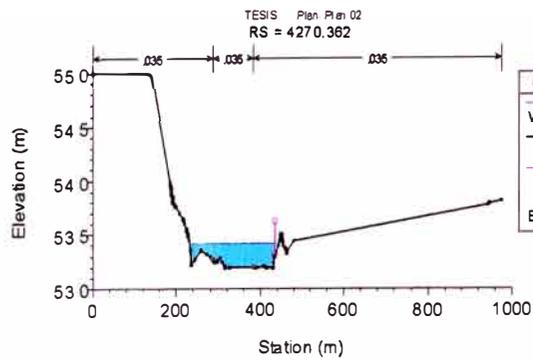












## ***2. Resultados del MODELO***

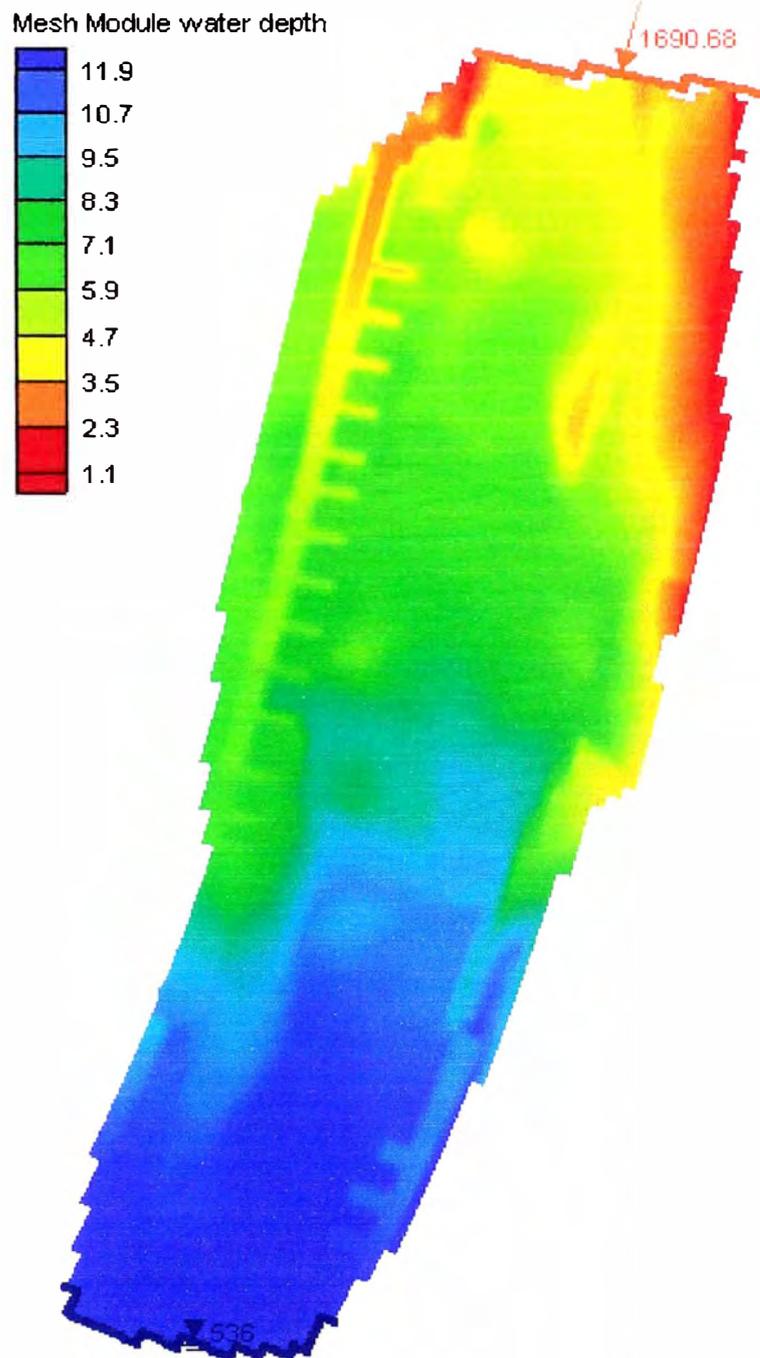
***FESWMS-2DH***

$$***Q = 1690.68 m^3/s***$$

**SIMULACION 1****TIRANTES – SUPERFICIE DE AGUA****Unidad (SI) = m** $Q$  (TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 538 msnm

WS final (superficie de agua) = 536 msnm

 $n = 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  $V_0 = 5 \text{ m}^2/\text{s}$ 

### SIMULACION 1

### MAGNITUD DE LA VELOCIDAD

Unidad (SI) = m/s

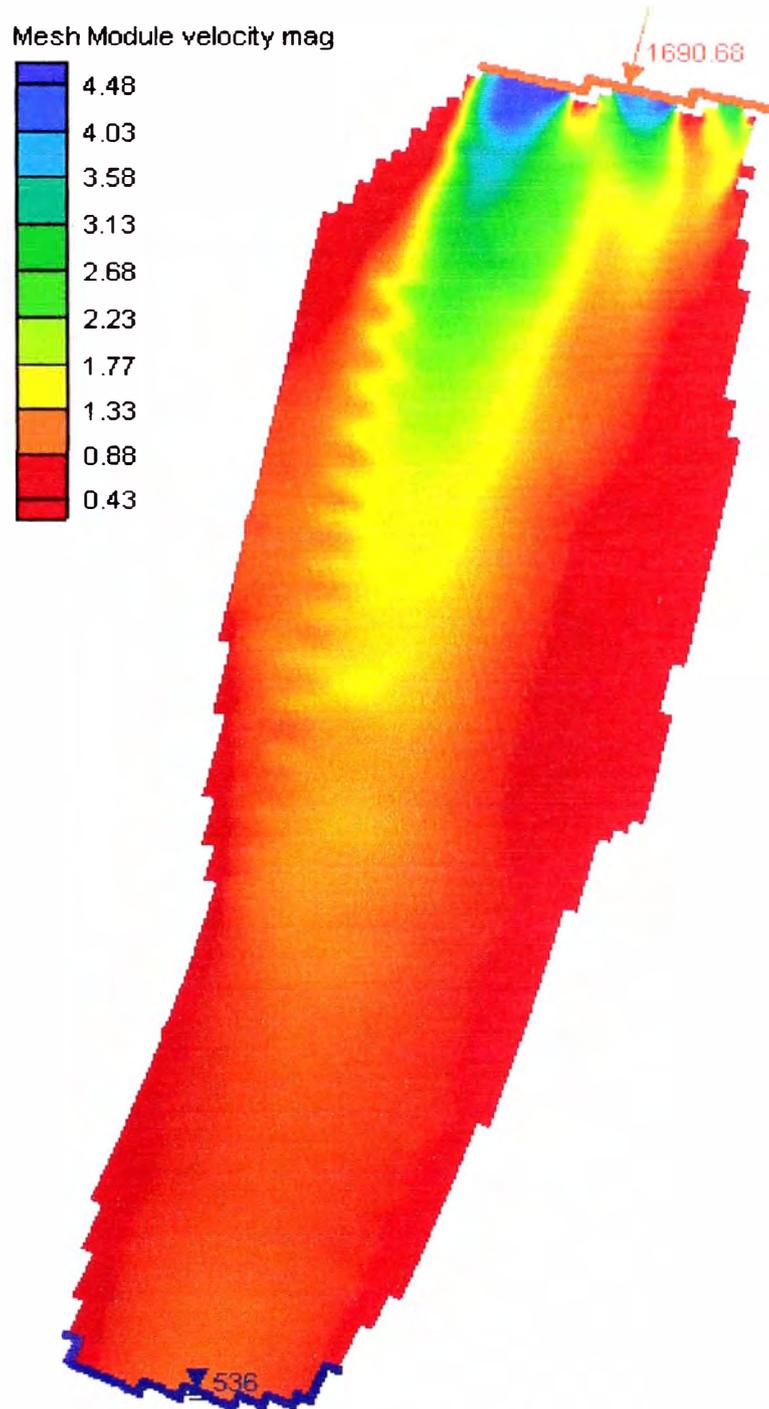
$Q$  (TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 538 msnm

WS final (superficie de agua) = 536 msnm

$n = 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$

$V_0 = 5 \text{ m}^2/\text{s}$



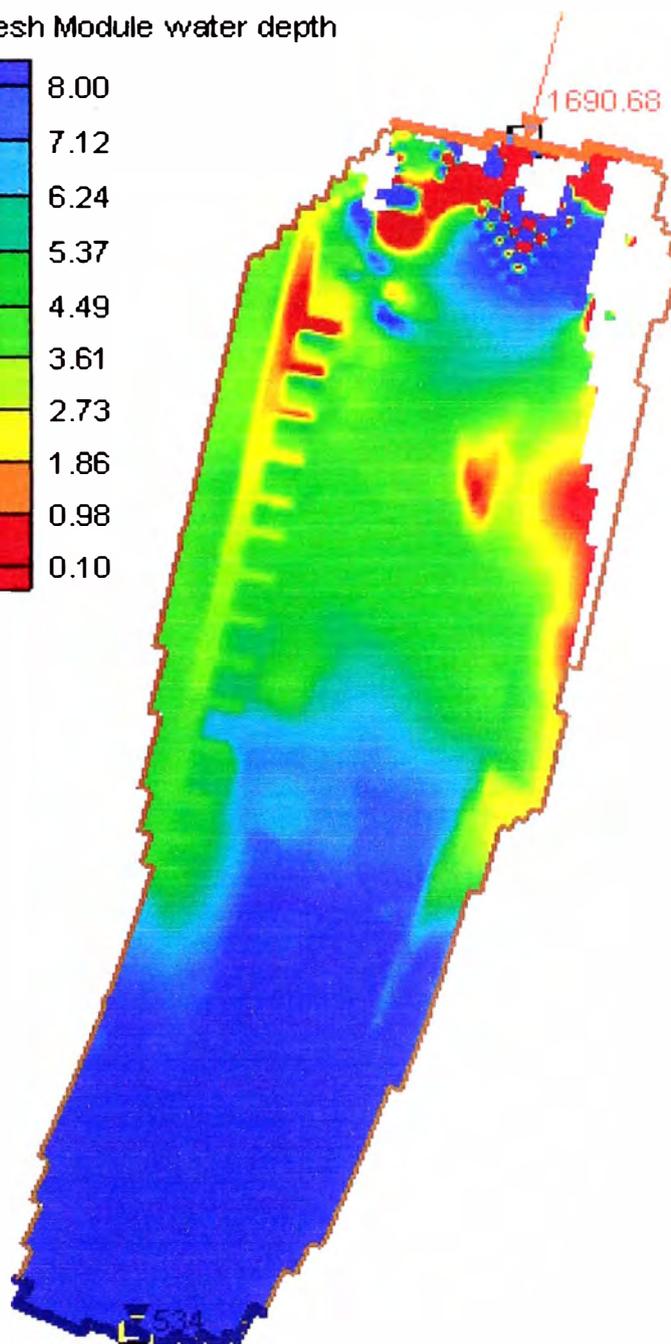
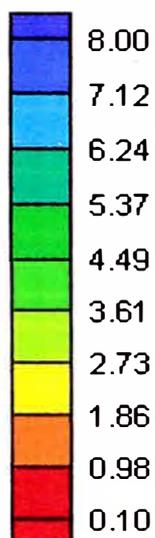
**SIMULACION 2****TIRANTES – SUPERFICIE DE AGUA****Unidad (SI) = m** $Q$  (TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 535 msnm

WS final (superficie de agua) = 534 msnm

 $n = 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  $V_0 = 10 \text{ m}^2/\text{s}$ 

Mesh Module water depth



## SIMULACION 2

### MAGNITUD DE LA VELOCIDAD

Unidad (SI) = m/s

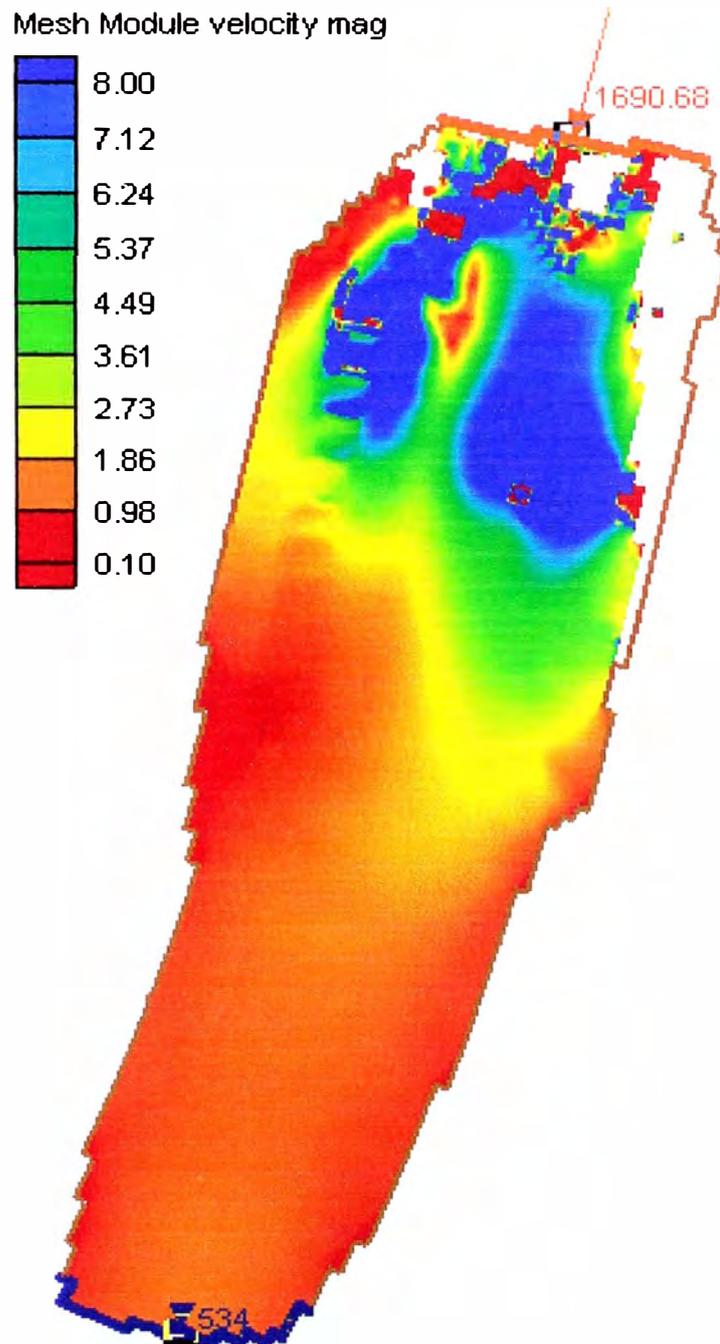
Q (TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 535 msnm

WS final (superficie de agua) = 534 msnm

n = 0.035 m<sup>-1/3</sup>s

V<sub>0</sub> = 10 m<sup>2</sup>/s



**SIMULACION 3**  
**TIRANTES – SUPERFICIE DE AGUA**  
**Unidad (SI) = m**

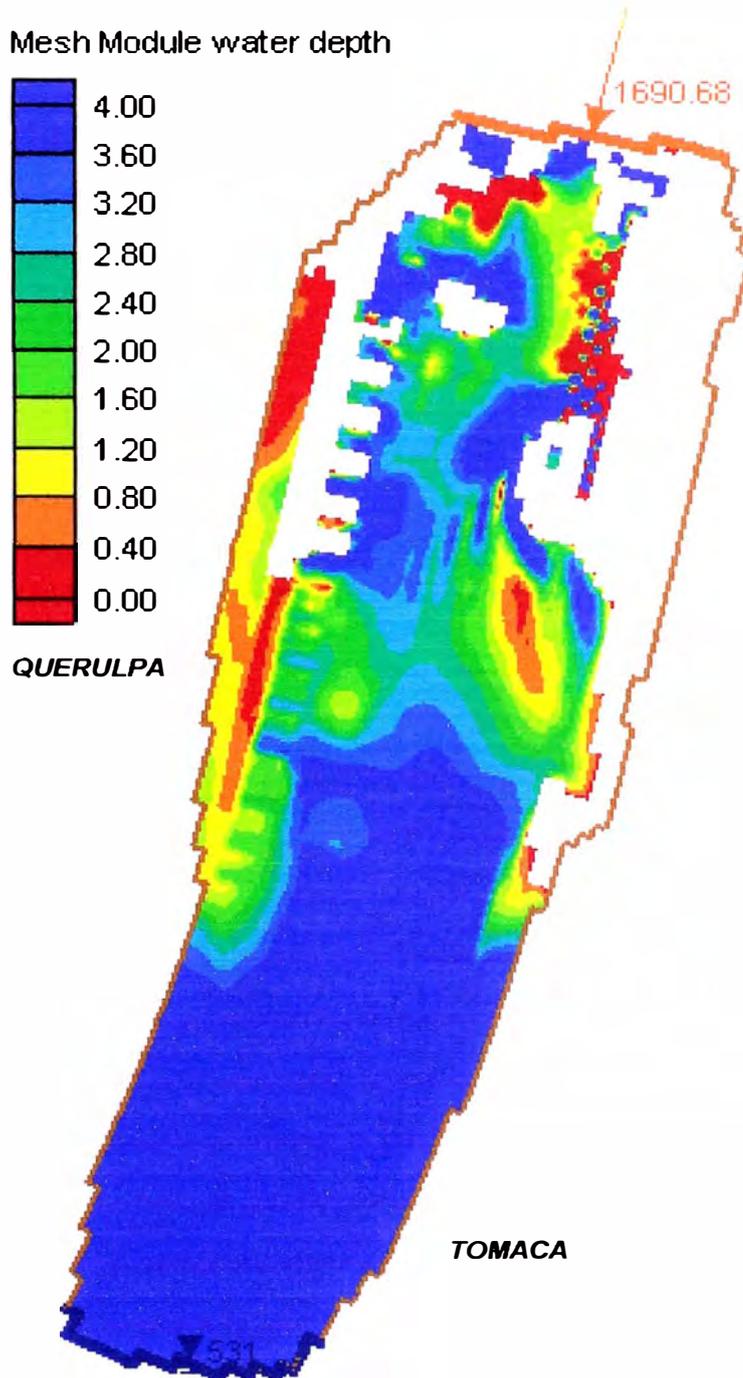
$Q$  (TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 534.81 msnm

WS final (superficie de agua) = 531 msnm

$n = 0.035$

$V_0 = 20$  m<sup>2</sup>/s



### SIMULACION 3

#### MAGNITUD DE LA VELOCIDAD

Unidad (SI) = m/s

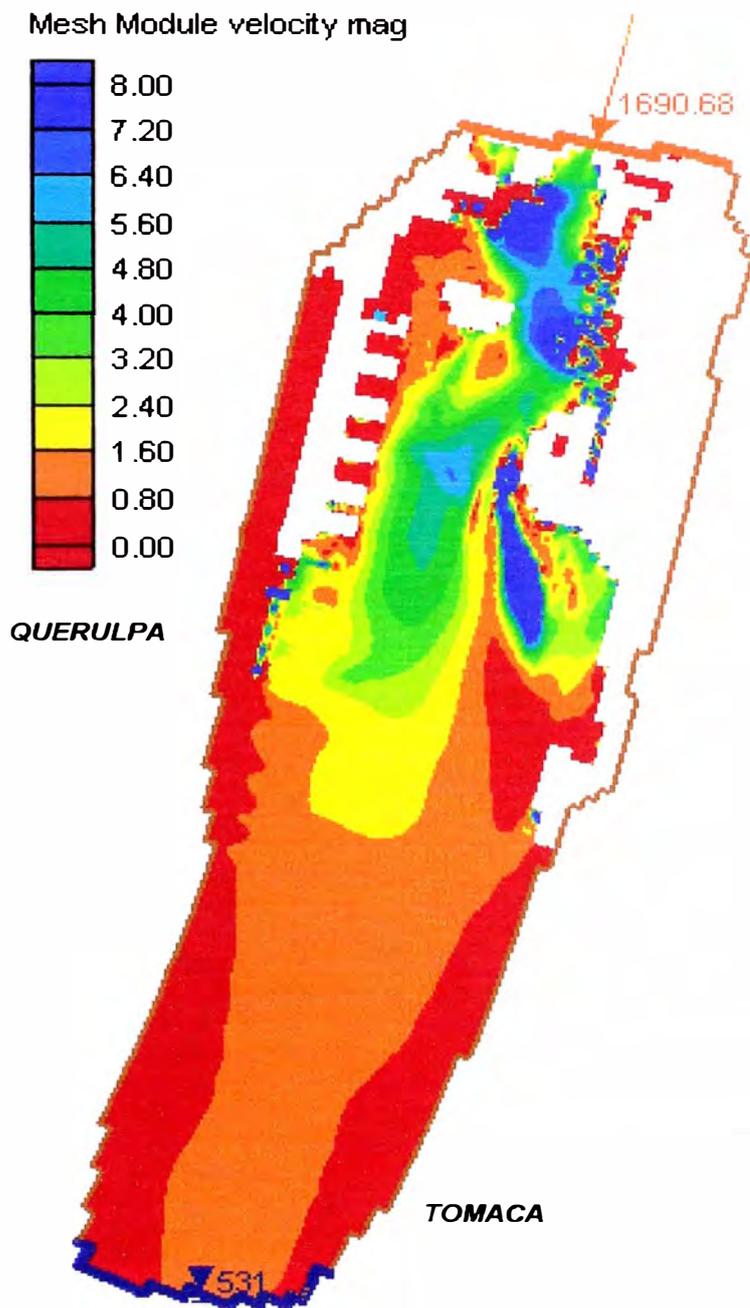
$Q$  (TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 534.81 msnm

WS final (superficie de agua) = 531 msnm

$n = 0.035$

$V_0 = 20$  m<sup>2</sup>/s



### SIMULACION 3

#### COMPORTAMIENTO DEL FLUJO

#### ANIMACIÓN

(TR = 50 años) = 1690.68 m<sup>3</sup>/s

WS inicial (superficie de agua) = 534.81 msnm

WS final (superficie de agua) = 531 msnm

n = 0.035

V<sub>0</sub> = 20 m<sup>2</sup>/s



FESWMS FST2DH was developed for the U.S. Federal Highway Administration by David C. Froehlich, Ph.D., P.E. Sale or distribution for profit in any way of this software or any accompanying documentation is strictly prohibited and will be prosecuted to the fullest extent possible.

Date is 1/2/07 (mm/dd/yy)  
Time is 17:57:33 (hh:mm:ss)

Wide printout code.....: 0  
Screen message code.....: 0  
Number of terminal beeps: 2  
Restart/recovery code....: 0

U.S. Department of Transportation  
Federal Highway Administration

Finite Element Surface Water Modeling System

\*FHWA FESWMS\*

Depth-Averaged Flow and Sediment Transport Module (FST2DH)  
Release 3.2.2

Build date: 15 Oct 2003

\*\*\* PROJECT DATA FILES \*\*\*

Input files --

Control data.....: ESPIGONES7.dat  
Network data.....: ESPIGONES7.net  
Flow data.....: none  
Sediment data.....: none.sdi  
Boundary data file...: none.bcs  
Wind data file.....: none.wnd  
Wave data file.....: none.wve  
Time data file.....: none.tim

Output files --

Printed output.....: ESPIGONES7.prt  
Flow data.....: ESPIGONES7.flo  
Sediment data.....: none.sed  
Restart/recovery data: none.rsr  
Upper coef matrix....: none.upp  
Lower coef matrix....: none.low  
Scalar data.....: none.scl  
Vector data.....: none.vec  
Profile data.....: ESPIGONES7.pro

\*\*\* PROGRAM CONTROL DATA \*\*\*

Project stamp.....:  
Variant description:

---

OPTION CODES --

Run type.....: 0 (Just flow)  
Printed output.....: 255 (See users manual for code explanation)  
Units of computation.....: 1 (SI units)  
Bed friction formula.....: 0 (Bed stresses from Manning formula)  
Wind surface stresses.....: 0 (Wind surface stresses are not applied)  
Wave bed stresses.....: 0 (Wave bed stresses are not applied)  
Slip/no-slip/semi-slip.....: 0 (Slip condition on closed boundaries)  
Extended integration.....: 0 (Low-order integration)  
Continuity norms.....: 0 (Continuity norms not calculated)  
Element on/off check.....: 0 (Elements are turned on/off)  
Save coef matrices.....: 0 (Coefficient matrices not saved)  
Network geometry check.....: 0 (Network geometry is not checked)  
Element resequencing.....: 0 (Elements not resequenced)  
Unit flow reporting.....: 1 (Both velocities and unit flows reported)  
Initial water-surface code...: 0 (Default water-surface elevation)  
Pivoting strategy code.....: 0 (Partial pivoting - just rows)

INPUT/OUTPUT FILE CODES –

Network data file.....: 1 (fst2dh network data file will be read)  
 Initial condition file.....: 0 (Initial condition file will not be read)  
 Boundary condition file.....: 0 (Boundary condition file will not be read)  
     Wind data file.....: 0 (Wind data file will not be read)  
     Wave data file.....: 0 (Wave data file will not be read)  
     Time data file.....: 0 (Time data file will not be read)  
     Solution output file.....: 1 (Flow solution file will be written)  
 Restart/recovery file.....: 0 (Restart/recovery file will not be written)  
     Scalar data output file.....: 0 (Scalar data file will not be written)  
     Vector data output file.....: 0 (Vector data file will not be written)  
 Flux line report file.....: 0 (Flux line output file will not be written)  
 Scour report file.....: 0 (Scour output file will not be written)

ITERATION CONTROL PARAMETERS --

Iteration control code.....: 3  
 Unit flow change tolerance...: 0.500E-02 m<sup>2</sup>/s  
 Water depth change tolerance: 0.100E-02 m  
     Relaxation factor.....: 1.00  
     Printed iterations.....: 1  
     Number of ranked changes....:  
     Default storativity depth...: 0.00 m  
     Min storativity coefficient.: 0.100E-01  
     Min storage depth factor....: 3.00

TIME-DEPENDENT SOLUTION CONTROL PARAMETERS –

Starting time.....: 0000:00:00 (hhhh:mm:ss)  
 Simulation run time.....: 0000:00:00 (hhhh:mm:ss)  
 Simulation time step.....: 0000:00:00 (hhhh:mm:ss)  
     Time integration factor.....: 0.667  
     Printed report time step....: 0: 0: 0 (hhhh:mm:ss)  
     Solution output time step...: 0: 0: 0 (hhhh:mm:ss)  
 Starting date of simulation.: 20000505 (ccyymmdd)

GENERAL PARAMETERS –

Default initial Zw.....: 534.00 m  
 Average latitude.....: 0.0000 deg  
 Water density.....: 999.00 kg/m<sup>3</sup>  
     Momentum correction coef(1):. 1.0000  
     Momentum correction coef(2):. 0.0000  
 Continuity norm flag value...: 3.40282E+38  
 Element depth tolerance.....: 0.15240 m  
 Minimum friction depth.....: 1.00000E-03 m

WIND STRESS PARAMETERS –

Default wind speed.....: 0.00 m/s  
 Default wind angle.....: 0.00 deg  
 Air density.....: 1.22 kg/m<sup>3</sup>  
     Wind stress coefficient(1):. 1.00  
     Wind stress coefficient(2):. 0.00  
 Minimum wind velocity.....: 0.00 m/s  
 Breaking wave H/h ratio.....: 0.780

COORDINATE SYSTEM PARAMETERS –

Positive X axis azimuth.....: 0.00 deg  
 Base point latitude.....: 0.00 deg  
 Base point longitude.....: 0.00 deg  
 Base point X coordinate.....: 0 m  
 Base point Y coordinate.....: 0 m

=====  
 \*\*\* PROPERTY SET DESCRIPTIONS \*\*\*  
 =====

Default Values -

Wall roughness coefficient.....: 0.0350  
 Bridge deck roughness coefficient: 0.0350  
 Bare soil roughness coefficient.: 0.0350  
 Soil liner roughness coefficient.: 0.0400

-----  
 Set — Tau Crit — Friction

no. Soil Liner formula Comments

0.000 0.000 0 material\_01  
 =====

\*After type code denotes potential covered element.

\*\*\* PROPERTY SET SHEAR STRESS PARAMETERS \*\*\*

```

=====
Set Lower Lower Upper Upper Wall Deck Soil Liner
no. resist depth resist depth resist resist resist resist
coef (m) coef (m) coef coef coef coef
-----
1 0.035 1.000 0.035 1.000 0.035 0.035 0.035 0.040
=====
    
```

\*After type code denotes potential covered element.

\*\*\* PROPERTY SET TURBULENCE AND BED STORATIVITY PARAMETERS \*\*\*

```

=====
Set Base eddy Model Model Eddy Storage Wind Wave Wave
no. viscosity coef Cmu1 coef Cmu2 diffusion depth shear height period
(m^2/s) (m^2/s) (m) factor (m) (s)
-----
1 5.00 0.00 0.00 0.00 0.00 1.00 0.00 0.00 0.00
=====
    
```

\*\*\* FLUX LINE DATA \*\*\*

```

=====
Flux line identifier.....: 1
----- Nodes in consecutive order -----
71 70 69 68 67 66 65 64 63 62
61 60 59 58 57 56 55 54 53 52
51 50 49 48 47 46 45 44 43 42
41 40 39 38 37 36 35 34 33 32
31 30 29 28 27 26 25 24 23 22
21 20 19 18 17 16 15 14 13 12
11 10 9 8 7 6 5 4 3 2
-1
=====
    
```

```

=====
Flux line identifier.....: 2
----- Nodes in consecutive order -----
9910 9911 9912 9971 9972 9973 9974 9976 9977 10027
10028 10029 10030 10032 10033 10077 10078 10079 10080 10082
10083 10085 10086 10088 10089 10121 10122 10123 10124 10126
10127 10129 10130 10150 10151 10152 10153 10155 10156 10158
10159 10161 10162 10164 10165 10167 10168 10169 10148 10149
10116 10118 -10119
=====
    
```

\*\*\* BOUNDARY CROSS SECTION DATA \*\*\*

```

=====
Cross section identifier...: 1
Boundary condition code....: 50000
Total flow rate/invariant...: 1690.680
Elevation 1/friction slope...: 0.000
Elevation 2.....: 0.000
----- Nodes in consecutive order -----
71 70 69 68 67 66 65 64 63 62
61 60 59 58 57 56 55 54 53 52
51 50 49 48 47 46 45 44 43 42
41 40 39 38 37 36 35 34 33 32
31 30 29 28 27 26 25 24 23 22
21 20 19 18 17 16 15 14 13 12
11 10 9 8 7 6 5 4 3 2
1
=====
    
```

```

=====
Cross section identifier...: 2
Boundary condition code....: 00100
Total flow rate/invariant...: 0.000
Elevation 1/friction slope...: 535.000
Elevation 2.....: 0.000
----- Nodes in consecutive order -----
9910 9911 9912 9971 9972 9973 9974 9976 9977 10027
10028 10029 10030 10032 10033 10077 10078 10079 10080 10082
10083 10085 10086 10088 10089 10121 10122 10123 10124 10126
10127 10129 10130 10150 10151 10152 10153 10155 10156 10158
10159 10161 10162 10164 10165 10167 10168 10169 10148 10149
10116 10118 10119
=====
    
```

\*\*\* END OF DATA \*\*\*

\*\*\* SYSTEM PARAMETERS \*\*\*

```

=====
Maximum node number.....: 13457
Maximum element number.....: 3288
Maximum property set number.....: 1
Number of 2D nodes.....: 13457
Number of 2D elements.....: 3288
Number of 1D nodes.....: 0
Number of 1D elements.....: 0
Number of 1D cross sections.....: 0
Number of flux lines.....: 2
Number of weir segments.....: 0
Number of culverts.....: 0
Number of drop inlets.....: 0
Number of channel links.....: 0
Number of dike segments.....: 0
Number of gate structures.....: 0
Number of rating curves.....: 0
Number of piers.....: 0
Number of particle size classes: 0
Water density.....: 999. kg/m^3
Coriolis parameter.....: 0.00
Air density.....: 1.22 kg/m^3
Wind stress (tau-X).....: 0.00 N/m^2
Wind stress (tau-Y).....: 0.00 N/m^2
=====
    
```

\*\*\* ELEMENT AREA BY PROPERTY SET REPORT \*\*\*

Element type code	Area (hectares)			Total	Water volume (m^3)
	Completely submerged	Partly submerged	Completely dry		
1	31.69	0.00	1.09	32.78	0.00
Totals	31.69	0.00	1.09	32.78	0.00

\*\*\* Run ended normally with 7 warnings.

Date is 03/23/06 (mm/dd/yy)  
 Time is 17:58:12 (hh:mm:ss)  
 Elapsed time is 00:00:38 (hh:mm:ss)

### ***3. DATOS HIDROLOGICOS***

**CUADRO 3.1**  
**CAUDALES MÁXIMOS - RÍO MAJES**  
**ESTACIÓN HIDROMÉTRICA HUATIAPA**

**Cálculo de Máximas Avenidas Mediante 03 Métodos Estadísticos**  
**(Uso de los Factores de Frecuencia)**

**Descargas Máximas mensuales corregidas para 32 años de registro Río Majes**

<b>Año</b>	<b>Q* corregido</b>	<b>Q en forma decreciente</b>	<b>Posición</b>	<b>P &gt;= Q (%)</b>	<b>T (años)</b>	<b>Y=Log Q</b>
	<b>m³/s</b>	<b>m³/s</b>	<b>m</b>	<b>m/(N+1)</b>	<b>(N+1)/m</b>	
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>
1971	405.00	2020.90	1	3.03	33.00	0.4771
1972	789.80	1250.00	2	6.06	16.50	3.3055
1973	820.00	1020.00	3	9.09	11.00	3.0969
1974	1000.00	1000.00	4	12.12	8.25	3.0086
1975	925.80	983.33	5	15.15	6.60	3.0000
1976	500.00	950.00	6	18.18	5.50	2.9927
1977	1250.00	926.67	7	21.21	4.71	2.9777
1978	2020.90	925.80	8	24.24	4.13	2.9669
1979	173.00	885.00	9	27.27	3.67	2.9665
1980	100.00	820.00	10	30.30	3.30	2.9469
1981	555.00	810.00	11	33.33	3.00	2.9138
1982	340.00	789.80	12	36.36	2.75	2.9085
1983	69.00	785.00	13	39.39	2.54	2.8975
1984	785.00	650.00	14	42.42	2.36	2.8949
1985	531.00	646.67	15	45.45	2.20	2.8129
1986	650.00	574.33	16	48.48	2.06	2.8107
1987	440.00	570.00	17	51.52	1.94	2.7592
1988	570.00	555.00	18	54.55	1.83	2.7559
1989	410.00	531.00	19	57.58	1.74	2.7443
1990	78.00	520.00	20	60.61	1.65	2.7251
1991	272.00	500.00	21	63.64	1.57	2.7160
1992	67.00	440.00	22	66.67	1.50	2.6990
1993	300.00	410.00	23	69.70	1.43	2.6435
1994	885.00	405.00	24	72.73	1.38	2.6128
1995	810.00	340.00	25	75.76	1.32	2.6075
1996	520.00	300.00	26	78.79	1.27	2.5315
1997	950.00	272.00	27	81.82	1.22	2.4771
1998	983.33	173.00	28	84.85	1.18	2.4346
1999	1,020.00	100.00	29	87.88	1.14	2.2380
2000	646.67	78.00	30	90.91	1.10	2.0000
2001	926.67	69.00	31	93.94	1.06	1.8921
2002	574.33	67.00	32	96.97	1.03	1.8388
<b>Media</b>		<b>636.48</b>			<b>Media</b>	<b>2.6454</b>
<b>Desv. Est.</b>		<b>406.67</b>			<b>Des. Est.</b>	<b>0.5202</b>
<b>Cof. Asim.</b>		<b>1.1242</b>			<b>Cof. Asim.</b>	<b>-2.6332</b>

\* Se obtuvo mediante el producto de la descarga máxima mensual por el factor 1.17, debido a la relación entre las descargas máximas diaria y horaria.

**CUADRO 3.2**  
**CAUDALES MAXIMOS - RÍO MAJES**

**Análisis de Máximas Avenidas - Distribución Gumbel**

<b>T</b> <b>años</b>	<b>P</b>	<b>K</b>	<b>Q (m³/s)</b>
2	0.50000	-0.1643	569.68
5	0.20000	0.7195	929.06
10	0.10000	1.3046	1167.01
25	0.04000	2.0438	1467.65
50	0.02000	2.5923	1690.68
75	0.01333	2.9111	1820.32
100	0.01000	3.1367	1912.07
150	0.00667	3.4541	2041.17
200	0.00500	3.6791	2132.65
300	0.00333	3.9959	2261.48
400	0.00250	4.2205	2352.83
500	0.00200	4.3947	2423.66
1000	0.00100	4.9355	2643.60

**CUADRO 3.3**  
**CAUDALES MAXIMOS - RÍO MAJES**

**Análisis de Máximas Avenidas: Distribución Log-Pearson Tipo III**

<b>T</b> <b>años</b>	<b>P</b>	<b>K</b>	<b>Y</b> <b>estimado</b>	<b>Q (m³/s)</b> <b>antilog(Y)</b>
2	0.50000	0.3489	2.8269	671.25
5	0.20000	0.6848	3.0016	1003.68
10	0.10000	0.7375	3.0290	1069.09
25	0.04000	0.7486	3.0348	1083.41
50	0.02000	0.7493	3.0351	1084.29
75	0.01333	0.7521	3.0366	1087.95
100	0.01000	0.7561	3.0387	1093.14
150	0.00667	0.7651	3.0434	1105.06
200	0.00500	0.7743	3.0482	1117.28
300	0.00333	0.7915	3.0571	1140.49
400	0.00250	0.8068	3.0651	1161.66
500	0.00200	0.8206	3.0723	1181.01
1000	0.00100	0.8743	3.1002	1259.43

**CUADRO 3.4**  
**CAUDALES MAXIMOS - RÍO MAJES**

**Análisis de Máximas Avenidas - Método Fuller**

<b>Año</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
	<b>i</b>	<b>Q (m³/s)</b>	<b>x/x</b>	<b>(x/x)</b>	<b>T=n/i</b>	<b>Log T</b>	<b>(Log T)²</b>	<b>(4)x(6)</b>
1971	1	405.00	0.64	0.64	32.00	1.51	2.27	0.96
1972	2	789.80	1.24	0.94	16.00	1.20	1.45	1.13
1973	3	820.00	1.29	1.06	10.67	1.03	1.06	1.08
1974	4	1000.00	1.57	1.18	8.00	0.90	0.82	1.07
1975	5	925.80	1.45	1.24	6.40	0.81	0.65	1.00
1976	6	500.00	0.79	1.16	5.33	0.73	0.53	0.85
1977	7	1250.00	1.96	1.28	4.57	0.66	0.44	0.84
1978	8	2020.90	3.18	1.51	4.00	0.60	0.36	0.91
1979	9	173.00	0.27	1.38	3.56	0.55	0.30	0.76
1980	10	100.00	0.16	1.25	3.20	0.51	0.26	0.63
1981	11	555.00	0.87	1.22	2.91	0.46	0.22	0.57
1982	12	340.00	0.53	1.16	2.67	0.43	0.18	0.50
1983	13	69.00	0.11	1.08	2.46	0.39	0.15	0.42
1984	14	785.00	1.23	1.09	2.29	0.36	0.13	0.39
1985	15	531.00	0.83	1.08	2.13	0.33	0.11	0.35
1986	16	650.00	1.02	1.07	2.00	0.30	0.09	0.32
1987	17	440.00	0.69	1.05	1.88	0.27	0.08	0.29
1988	18	570.00	0.90	1.04	1.78	0.25	0.06	0.26
1989	19	410.00	0.64	1.02	1.68	0.23	0.05	0.23
1990	20	78.00	0.12	0.98	1.60	0.20	0.04	0.20
1991	21	272.00	0.43	0.95	1.52	0.18	0.03	0.17
1992	22	67.00	0.11	0.91	1.45	0.16	0.03	0.15
1993	23	300.00	0.47	0.89	1.39	0.14	0.02	0.13
1994	24	885.00	1.39	0.91	1.33	0.12	0.02	0.11
1995	25	810.00	1.27	0.93	1.28	0.11	0.01	0.10
1996	26	520.00	0.82	0.92	1.23	0.09	0.01	0.08
1997	27	950.00	1.49	0.94	1.19	0.07	0.01	0.07
1998	28	983.33	1.54	0.97	1.14	0.06	0.00	0.06
1999	29	1,020.00	1.60	0.99	1.10	0.04	0.00	0.04
2000	30	646.67	1.02	0.99	1.07	0.03	0.00	0.03
2001	31	926.67	1.46	1.00	1.03	0.01	0.00	0.01
2002	32	574.33	0.90	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
<b>Promedios</b>		<b>636.48</b>		<b>1.06</b>		<b>0.40</b>	<b>0.29</b>	<b>0.43</b>
<b>a=</b>	<b>0.0577</b>							
<b>b=</b>	<b>1.0341</b>							

<b>T</b>	<b>Q (m³/s)</b>
<b>años</b>	<b>x=(a+bLogT)</b>
2	234.84
5	496.75
10	694.89
25	956.81
50	1154.94
75	1270.84
100	1353.07
150	1468.97
200	1551.20
300	1667.11
400	1749.34
500	1813.12
1000	2011.26

## PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE PARA LAS DISTRIBUCIONES

### A. HERRAMIENTA SMADA – DISTRIB

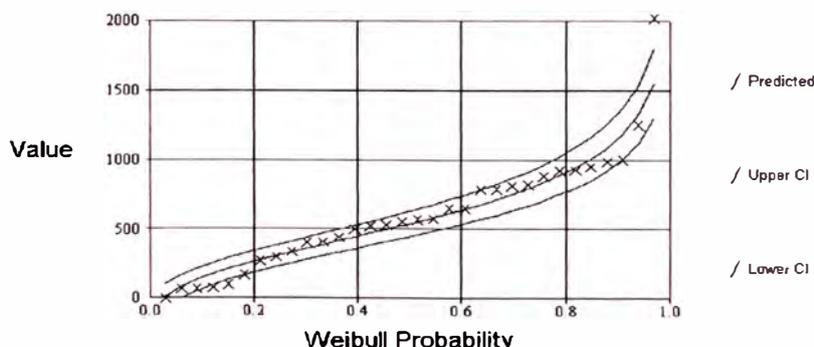
Según las pruebas de bondad de ajuste para la distribución Gumbel por el método de los momentos, se concluye que esta distribución es la que mejor se ajusta a los 32 datos de caudales de la estación Huatiapa en el río Majes en comparación a 5 distribuciones más con un nivel de significación del 5% o 95 % de probabilidad.

**CUADRO 3.5. RESULTADOS DEL ANALISIS CON EL SOFTWARE SMADA**

DISTRIB Summary Analysis for Distribution Fit  
File Name: \*.dst

Distribution Type	Analysis Method	Standard Error	Kolmogorov Smirnov	Chi-Squared
Normal	Method of Moments	128.1470	0.0938	0.9688
Normal	Maximum Likelihood	128.1470	0.0938	0.9688
Log Normal	Method of Moments	121.1527	0.1562	1.4062
Log Normal	Maximum Likelihood	121.1527	0.1562	1.4062
3 Param Log Normal	Method of Moments	104.7207	0.0938	0.7188
3 Param Log Normal	Maximum Likelihood	103.4752	0.0938	0.7500
Pearson	Method of Moments	109.6505	0.1250	1.0938
Pearson	Maximum Likelihood	163.3625	0.1562	1.0938
Log Pearson	Method of Moments	122.8956	0.1562	1.4062
Log Pearson	Maximum Likelihood	Convergence Not Achieved		
Gumbel	Method of Moments	112.0293	<b>0.1250</b>	<b>1.2188</b>
Gumbel	Maximum Likelihood	103.2825	0.0938	0.6562

**GRAFICO 3.1. AJUSTE GUMBEL**



### B. HERRAMIENTA PARA CRITERIOS DE DECISION - HYFRAN

Según las pruebas de bondad de ajuste para la distribución Gumbel por el método de los momentos, se concluye que esta distribución es la que mejor se ajusta a los 32 datos de caudales de la estación Huatiapa en el río Majes en comparación a 12 distribuciones más que ofrece este software. A continuación se muestra los resultados para la distribución Gumbel, de la prueba de Chi - Cuadrado y el grafico respectivo

### GRAFICO 3.2. Resultados de la distribución Gumbel

T	q	X <sub>T</sub>	Desviación	Intervalo de confianza
10000.0	0.9999	3370	550	2300 - 4450
2000.0	0.9995	2860	456	1970 - 3760
1000.0	0.9990	2640	416	1830 - 3460
200.0	0.9950	2130	322	1500 - 2760
100.0	0.9900	1910	282	1360 - 2470
50.0	0.9800	1690	242	1220 - 2170
20.0	0.9500	1400	190	1020 - 1770
10.0	0.9000	1170	150	873 - 1460
5.0	0.8000	929	111	711 - 1150
3.0	0.6667	740	83.8	575 - 904
2.0	0.5000	570	66.0	440 - 699
1.4286	0.3000	395	60.6	276 - 513
1.2500	0.2000	303	64.5	176 - 429

Parámetros resultados de la estimación

u : 453.462

alpha : 317.077

Nivel de confianza: 95 %

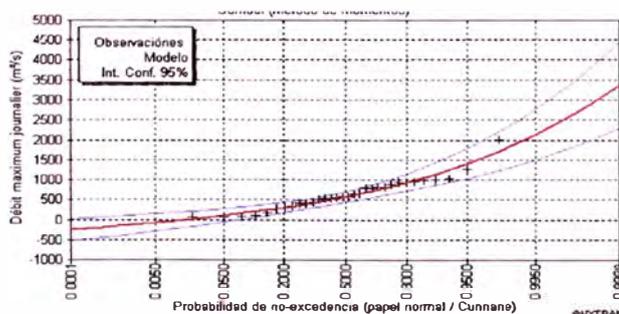
q = probabilidad de no-excedencia      Otro periodo de regreso      f.d.p.

### GRAFICO 3.3. Resultados de la prueba de Chi-cuadrado

Resultados	
Resultado de la estadística :	$\chi^2 = 4.00$
valor-p	$p = 0.5494$
Grados de libertad :	5
Numero de clases :	8

Conclusión  
 Aceptamos H0. a un nivel de significado de 5 %.

### GRAFICO 3.4. Ajuste Gumbel



**CUADRO 3.6**  
**RESUMEN DE CAUDALES MAXIMOS - RÍO MAJES**

<b>T</b> <b>años</b>	<b>P</b>	<b>Caudal (m3/s)</b> <b>Log-Normal</b>	<b>Caudal (m3/s)</b> <b>Gumbel</b>	<b>Caudal (m3/s)</b> <b>Log-Pearson III</b>	<b>Caudal (m3/s)</b> <b>Fuller</b>
2	0.50000	441.97	569.68	671.25	234.84
<b>5</b>	<b>0.20000</b>	1210.83	<b>929.06</b>	1003.68	496.75
10	0.10000	2051.60	1167.01	1069.09	694.89
25	0.04000	3599.39	1467.65	1083.41	956.81
<b>50</b>	<b>0.02000</b>	5174.82	<b>1690.68</b>	1084.29	1154.94
75	0.01333	6287.55	1820.32	1087.95	1270.84
100	0.01000	7172.79	1912.07	1093.14	1353.07
150	0.00667	8567.77	2041.17	1105.06	1468.97
200	0.00500	9670.35	2132.65	1117.28	1551.20
300	0.00333	11397.42	2261.48	1140.49	1667.11
400	0.00250	12755.03	2352.83	1161.66	1749.34
500	0.00200	13888.99	2423.66	1181.01	1813.12
1000	0.00100	17904.11	2643.60	1259.43	2011.26

## ***4. FOTOGRAFIAS***

### Mediciones en el sector de análisis.



Fig 4.1. Mediciones cerca a los espigones en el canal central



Fig. 4.2. Medición de valores puntuales a 12m de la orilla



Fig 4.3. Después de la medición



Fig. 4.4. Equipo empleado OTT C31

**Fotografías del sector – Abril 2006**

Después de la inundación de Marzo 2006  $Q = 700\text{m}^3/\text{s}$



Fig 4.5. Punto de inicio para el análisis, espigón Nro 13 Querulpa.



Fig 4.6. Espigones de Querulpa (8, 9 y 10)



Fig 4.7. Comatación de espigones



Fig 4.8. Desmoronamiento y colmatación de espigones (1er y 2do espigón)

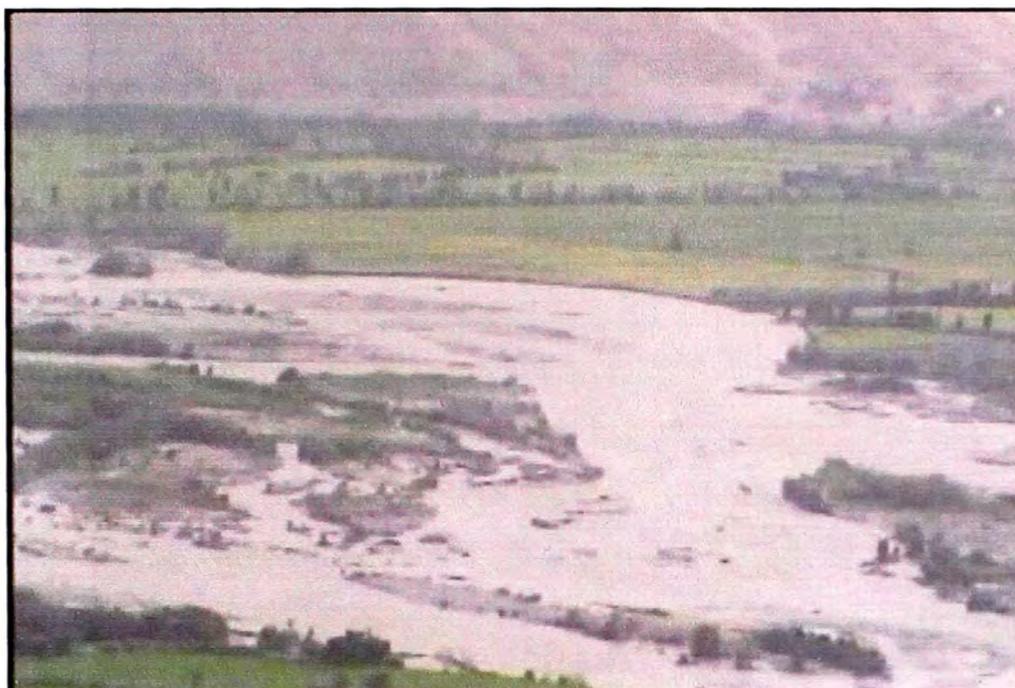


Fig 4.9. Aguas abajo de las estructuras



Fig 4.10. Erosión aguas abajo de las estructuras



Fig 4.11. Caudal de 400 m<sup>3</sup>/s en el sector, aguas abajo de las estructuras.



Fig 4.12. Islote el Rescate totalmente afectado, no se pudo controlar el ingreso del río en el canal izquierdo (ex brazo izquierdo del río)



Fig 4.13. Aguas arriba del sector analizado

## ***5. AFOROS Y MEDICIONES***

# 1. MEDIDA DE VELOCIDADES

Fecha: 18 Octubre 2006  
 Rio: Majes  
 Sector: Querulpa  
 Descripcion: Espigones margen derecha aguas abajo  
 Hora: 16:15

Correntometro: JUVM  
 Modelo: OTT - C31

ESTE: 769906 m  
 NORTE: 8213799 m  
 ALTITUD: 535 msnm

## SECCION 1 - Altura del cuarto espigón margen derecha aguas abajo PRIMER PUNTO

DATOS DE CAMPO						CALCULOS			
Dist. pto Inicial (m)	Tirante de agua (m)	Prof. de Observ.(m)	Tiempo (seg.)	Nº de rev.	Rev. por segundo	V1 m/s	V2 m/s	Veloc. en el pto (m/s)	Veloc media (m/s)
12.0	0.80	0.32	30	133	4.43	1.146	0.008	1.154	1.152
12.0	0.80	0.32	30	134	4.47	1.146	0.018	1.164	
12.0	0.80	0.32	30	131	4.37	1.120	0.018	1.138	

## SEGUNDO PUNTO

DATOS DE CAMPO						CALCULOS			
Dist. pto Inicial (m)	Tirante de agua (m)	Prof. de Observ.(m)	Tiempo (seg.)	Nº de rev.	Rev. por segundo	V1 m/s	V2 m/s	Veloc. en el pto (m/s)	Veloc media (m/s)
9.4	0.68	0.27	30	122	4.07	1.042	0.018	1.060	1.025
9.4	0.68	0.27	30	114	3.80	0.990	0.000	0.990	

## SECCION 2 - Fin de Dique Los Montes TERCER PUNTO

DATOS DE CAMPO						CALCULOS			
Dist. pto Inicial (m)	Tirante de agua (m)	Prof. de Observ.(m)	Tiempo (seg.)	Nº de rev.	Rev. por segundo	V1 m/s	V2 m/s	Veloc. en el pto (m/s)	Veloc media (m/s)
4.5	0.72	0.29	30	101	3.37	0.861	0.018	0.879	0.921
4.5	0.72	0.29	30	111	3.70	0.964	0.000	0.964	
4.5	0.72	0.29	30	106	3.53	0.913	0.008	0.921	

**REGISTRO DE AFORO CON CORRENTOMETRO**



**Administración  
Técnica del Distrito de  
Riego Camaná Majes**

Canal : Majes  
Cuenca : Colca - Majes - Camana  
Comisión de Regantes: Beringa

Correntómetro : JUVM  
Operador :  
Fecha : 9/28/2006

UBIC. GEOGRF. (UTM) SEC. AFORO	E (m)	N (m)	ALTITUD msnm
	769219.5	8228492.9	732

DATOS DE CAMPO						CALCULOS					
Dist. pto Inicial (m)	Tirante de agua (m)	Prof. de Observ.(m)	Tiempo (seg.)	Nº de rev.	Rev. por segundo	Veloc. en el pto (m/s)	Veloc media (m/s)	Prof. Media (m)	Ancho tramo (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Q parcial (m <sup>3</sup> /s)
1.5	0.51	0.20	30	100	3.3		0.86	0.51	3.00	1.53	1.3173
4.5	0.85	0.34	30	106	3.5		0.91	0.85	3.00	2.55	2.3282
7.5	0.85	0.34	30	110	3.7		0.96	0.85	3.00	2.55	2.4582
10.5	0.89	0.36	30	122	4.1		1.07	0.89	3.00	2.67	2.8516
13.5	0.80	0.32	30	132	4.4		1.15	0.80	3.00	2.40	2.7504
16.5	0.80	0.32	30	130	4.3		1.12	0.80	3.00	2.40	2.6880
19.5	0.70	0.28	30	153	5.1		1.33	0.70	3.00	2.10	2.7867
22.5	0.72	0.29	30	157	5.2		1.35	0.72	3.00	2.16	2.9225
25.5	0.72	0.29	30	162	5.4		1.41	0.72	3.00	2.16	3.0348
28.5	0.74	0.30	30	133	4.4		1.15	0.74	3.00	2.22	2.5441
31.5	0.60	0.24	30	120	4.0		1.04	0.60	3.00	1.80	1.8756
34.5	0.54	0.22	30	112	3.7		0.96	0.54	3.00	1.62	1.5617
37.5	0.38	0.15	30	93	3.1		0.81	0.38	3.00	1.14	0.9223
										<b>Q m3/s =</b>	<b>30.041</b>
										<b>V m/s =</b>	<b>1.100</b>







## ESTIMACION DEL COEFICIENTE N DE MANNING EN FUNCIÓN DE MEDICIONES DE AFOROS EN CAMPO \*

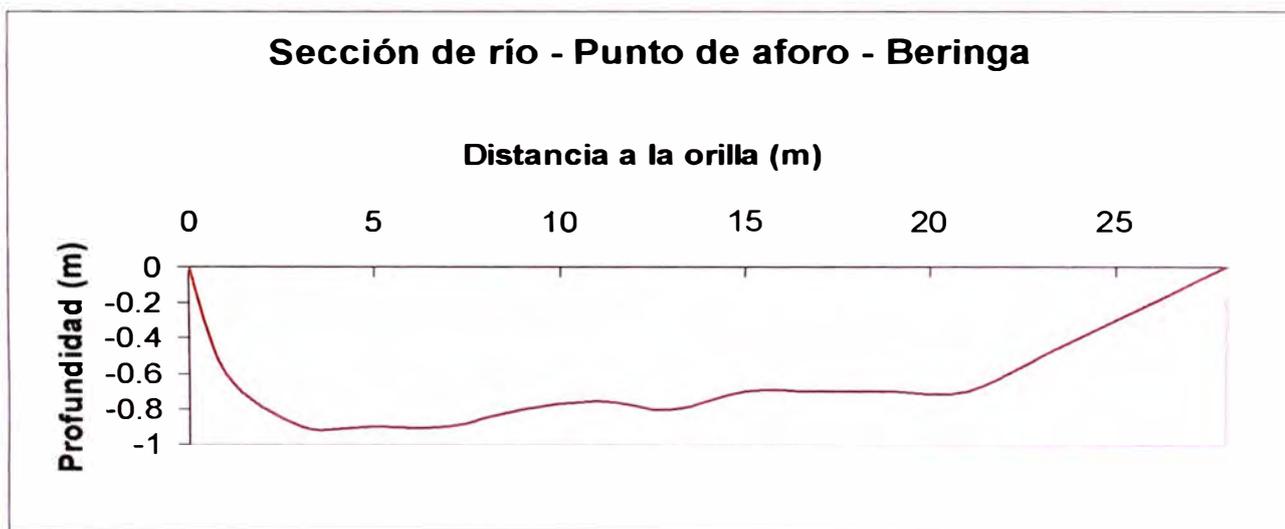
1. Punto de Aforo Beringa: ubicado a 15 km aguas arriba del sector Querulpa Tomaca aproximadamente.

Área de la sección mojada = 18.36 m<sup>2</sup>                      Q = 32.50 m<sup>3</sup>/s

Perímetro mojado = 27.25 m

Pendiente = 0.01

Coeficiente de Manning estimado = **0.0434**



2. Punto de Aforo Sarcas Toran: ubicado a 30 km aguas abajo del sector Querulpa Tomaca aproximadamente. Comprende la parte inicial del río Camaná.

Área de la sección mojada = 20.05 m<sup>2</sup>                      Q = 30.93 m<sup>3</sup>/s

Perímetro mojado = 42.90 m

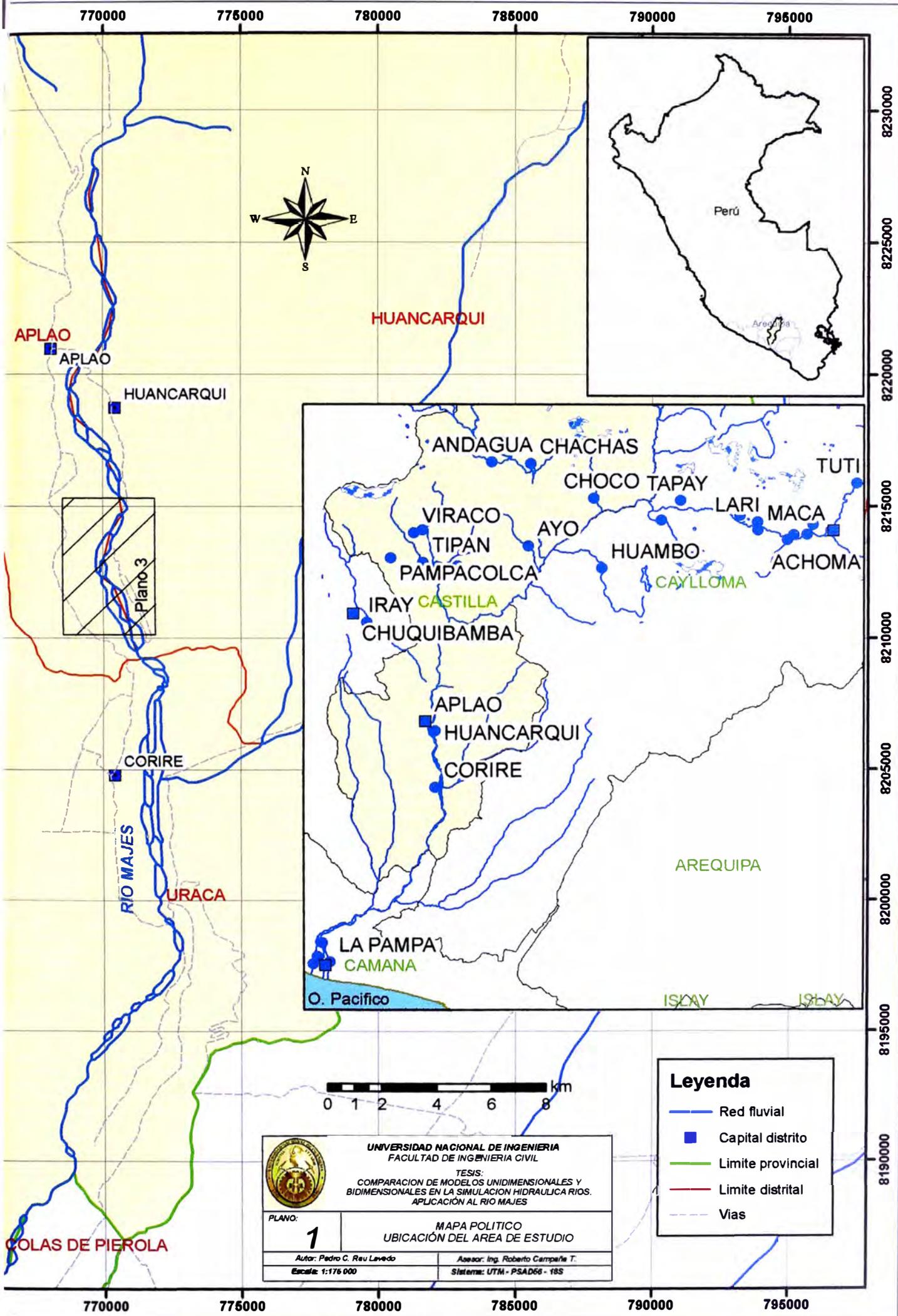
Pendiente = 0.007

Coeficiente de Manning estimado = **0.0327**



\* Los valores de áreas y perímetro mojados, fueron calculados con el software AUTOCAD 2006 para otorgar mayor precisión.

## **6. PLANOS**



770000

775000

780000

785000

790000

795000

8230000

8225000

8220000

8215000

8210000

8205000

8200000

8195000

8190000

770000

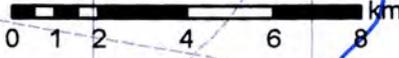
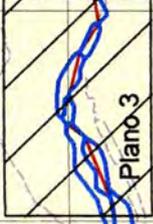
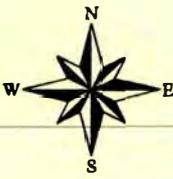
775000

780000

785000

790000

795000



**Leyenda**

- Red fluvial
- Capital distrito
- Limite provincial
- Limite distrital
- - - Vias


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 TESIS:  
 COMPARACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y  
 BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACION HIDRAULICA RIOS.  
 APLICACION AL RIO MAJES

PLANO: 1

**MAPA POLITICO**  
**UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO**

Autor: Pedro C. Reu Lavedo      Asesor: Ing. Roberto Campaña T.  
 Escala: 1:176 000                      Sistema: UTM - PSAD66 - 18S

**APLAO**

APLAO

HUANCARQUI

**HUANCARQUI**

CORIRE

RIO MAJES

**URACA**

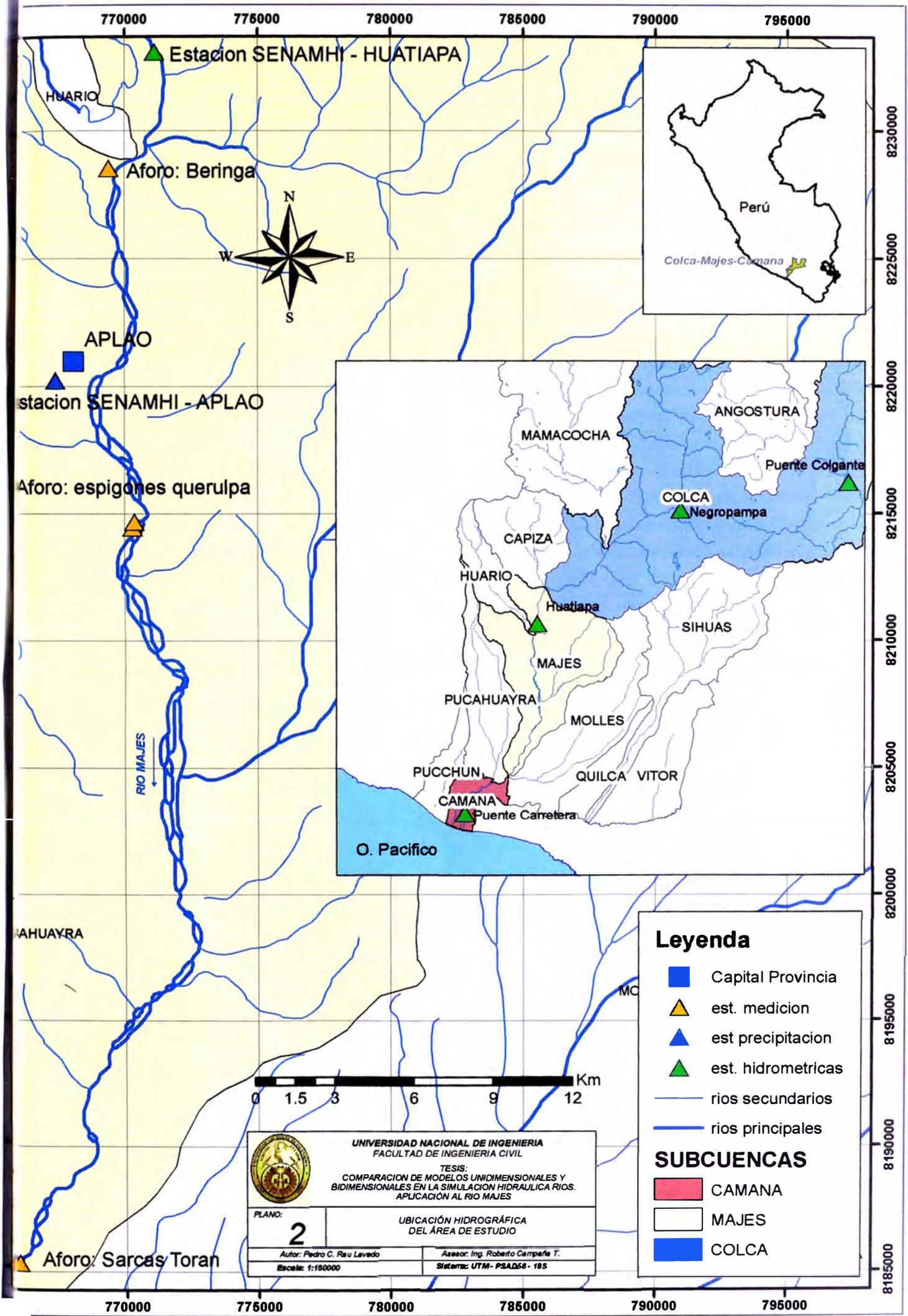
**COLAS DE PIEROLA**

AREQUIPA

ISLAY

ISLAY

O. Pacifico



769000

770000

771000



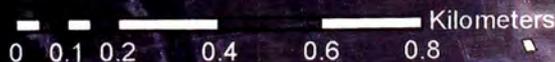
### Legenda

-  Terrenos inundados (Tr = 50años)
-  Llanura inundable
-  espigones año 2005
-  Catastro agricola
-  Poblados menores

QUERULPA

TOMACA

Antiguo brazo izquierdo del rio



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:  
COMPARACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y  
BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACION HIDRAULICA RIOS.  
APLICACION AL RIO MAJES

PLANO:

3

LLANURA INUNDABLE PARA UN CAUDAL DE 50  
AÑOS DE PERIODO DE RETORNO = 1690.7m<sup>3</sup>/s

Autor: Pedro C. Rau Lavado

Aesor: Ing. Roberto Campaña T.

Escala: 1:10 000

Sistema: UTM - PSAD56 - 1988

8214000

8213000

8212000

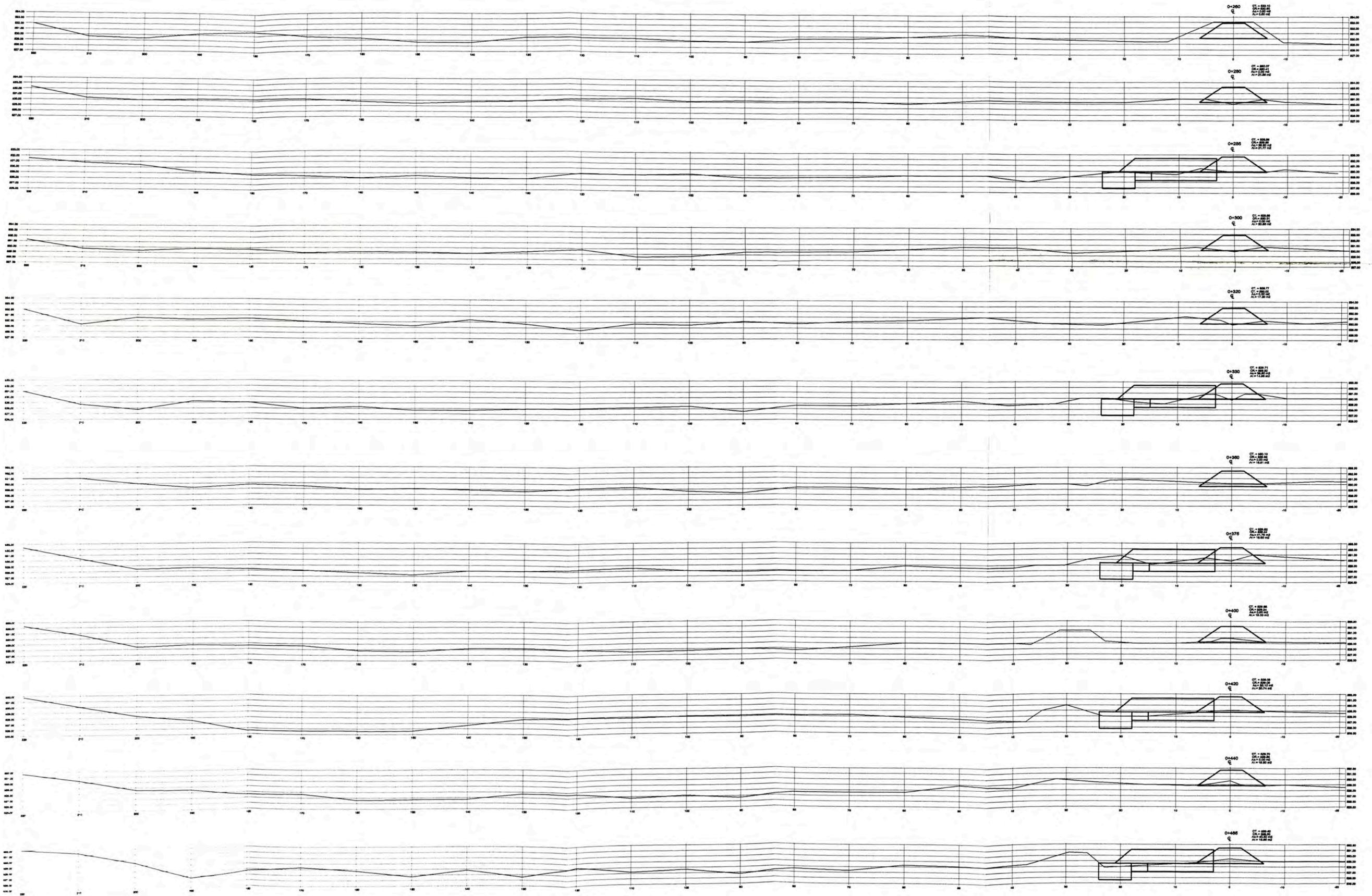
8211000

769000

770000

771000





**SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR QUERULPA.**  
 Progresivas: Km 0 + 260.00 al 0 + 465.00

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Plano:  
**5**

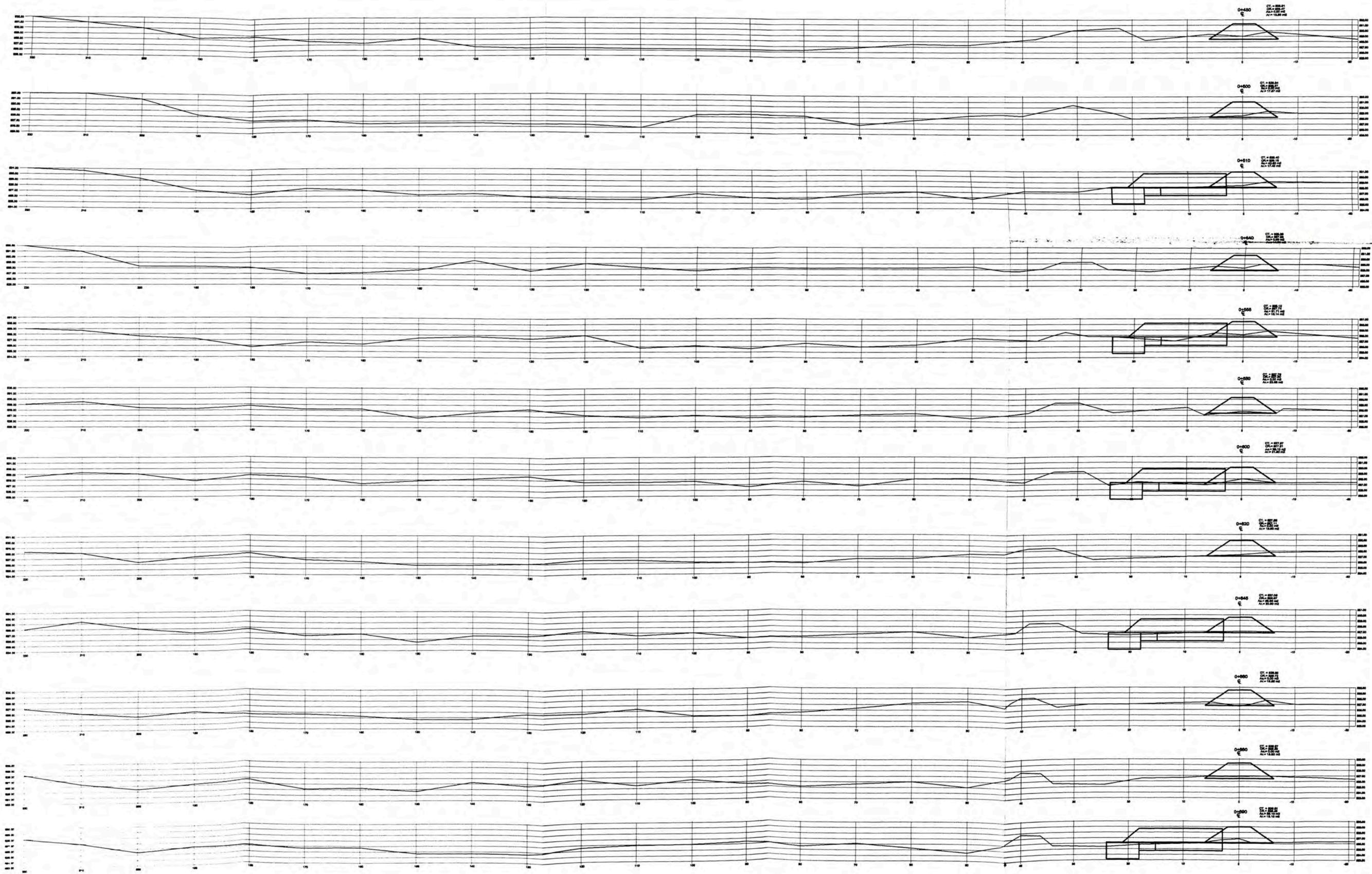
Autor: Pedro C. Rau Lavado

FUENTE PRINCIPAL: Proyecto ARCAM 083 - Construcción de diques enrocados en el Valle de Majes II Etapa - PERPEC AREQUIPA - Febrero 2005.

TESIS: COMPARACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACION HIDRAULICA DE RIOS. APLICACION AL RIO MAJES SECTOR QUERULPA - TOMACA.

Asesor: Ing. Roberto Campaña Toro

Escala: 1 / 500



**SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR QUERULPA.**  
 Progresivas: Km 0 + 480.00 al 0 + 690.00

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Plano:

**6**

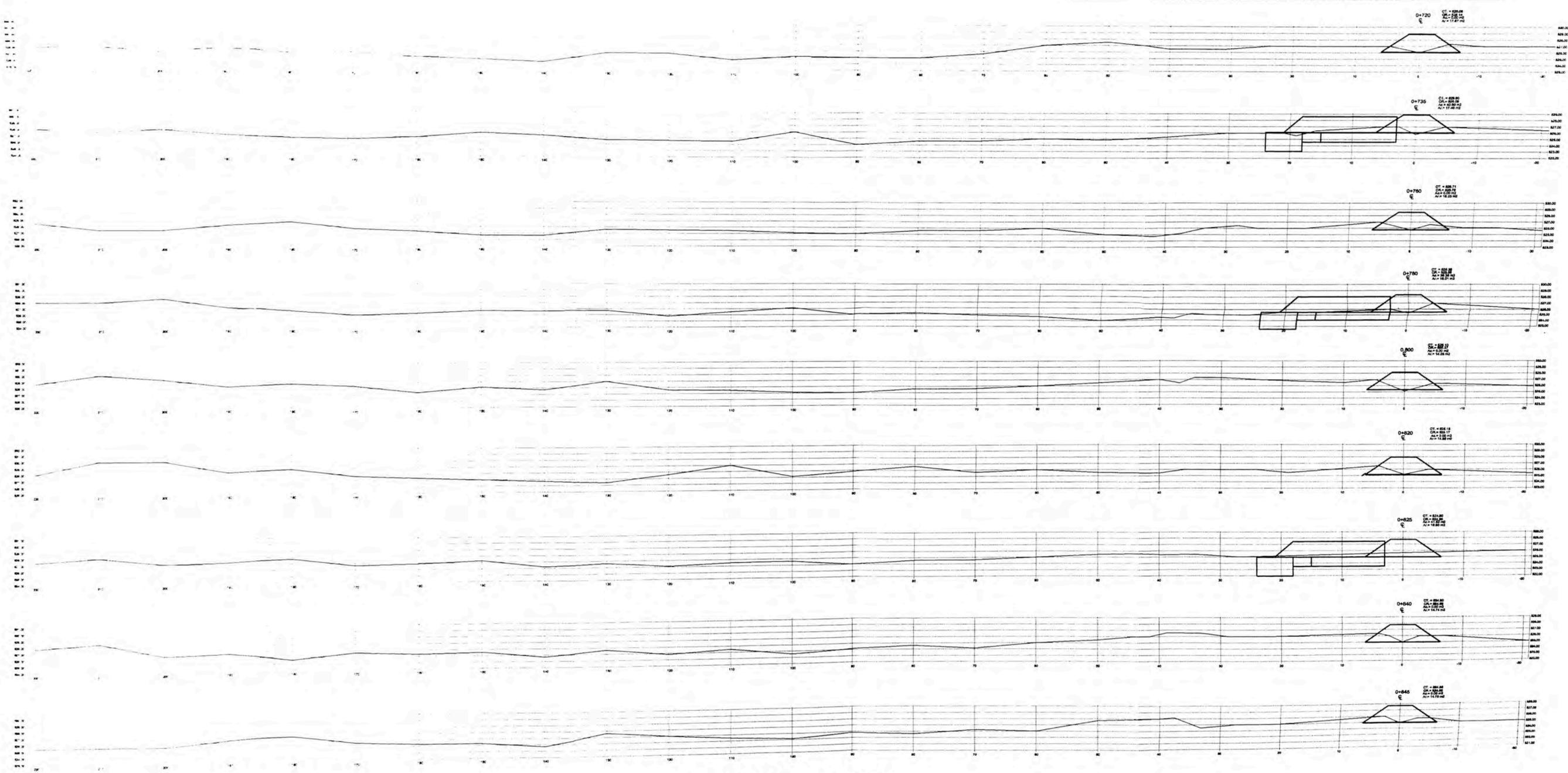
TESIS: COMPARACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACION HIDRAULICA DE RIOS. APLICACION AL RIO MAJES SECTOR QUERULPA - TOMACA.

Autor: Pedro C. Rau Lavado

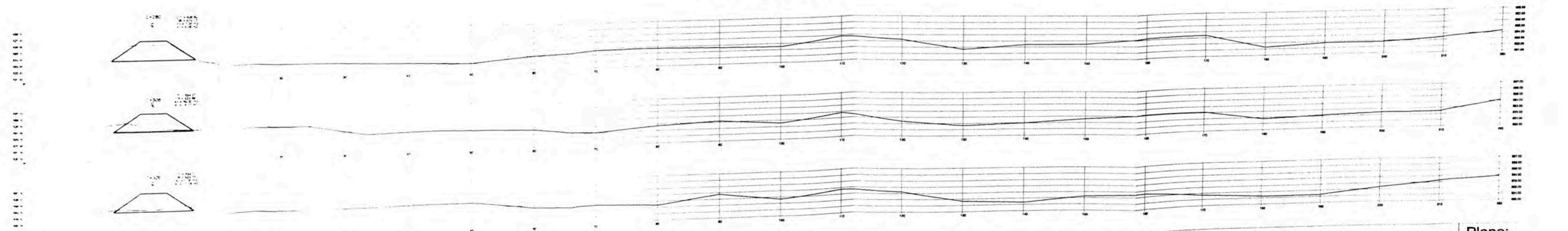
FUENTE PRINCIPAL: Proyecto ARCAM 083 - Construcción de diques enrocados en el Valle de Majes II Etapa - PERPEC AREQUIPA - Febrero 2005.

Asesor: Ing. Roberto Campaña Toro

Escala: 1/500



**SECTOR TOMACA**



**SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR QUERULPA.**

Progresivas: Km 0 + 720.00 al 0 + 845.00

Autor: Pedro C. Rau Lavado

Asesor: Ing Roberto Campaña Toro

**SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR TOMACA.**

Progresivas: Km 0 + 280.00 al 0 + 320.00

FUENTE PRINCIPAL: Proyecto ARCAM 083 - Construcción de diques enrocados en el Valle de Majes II Etapa - PERPEC AREQUIPA - Febrero 2005.

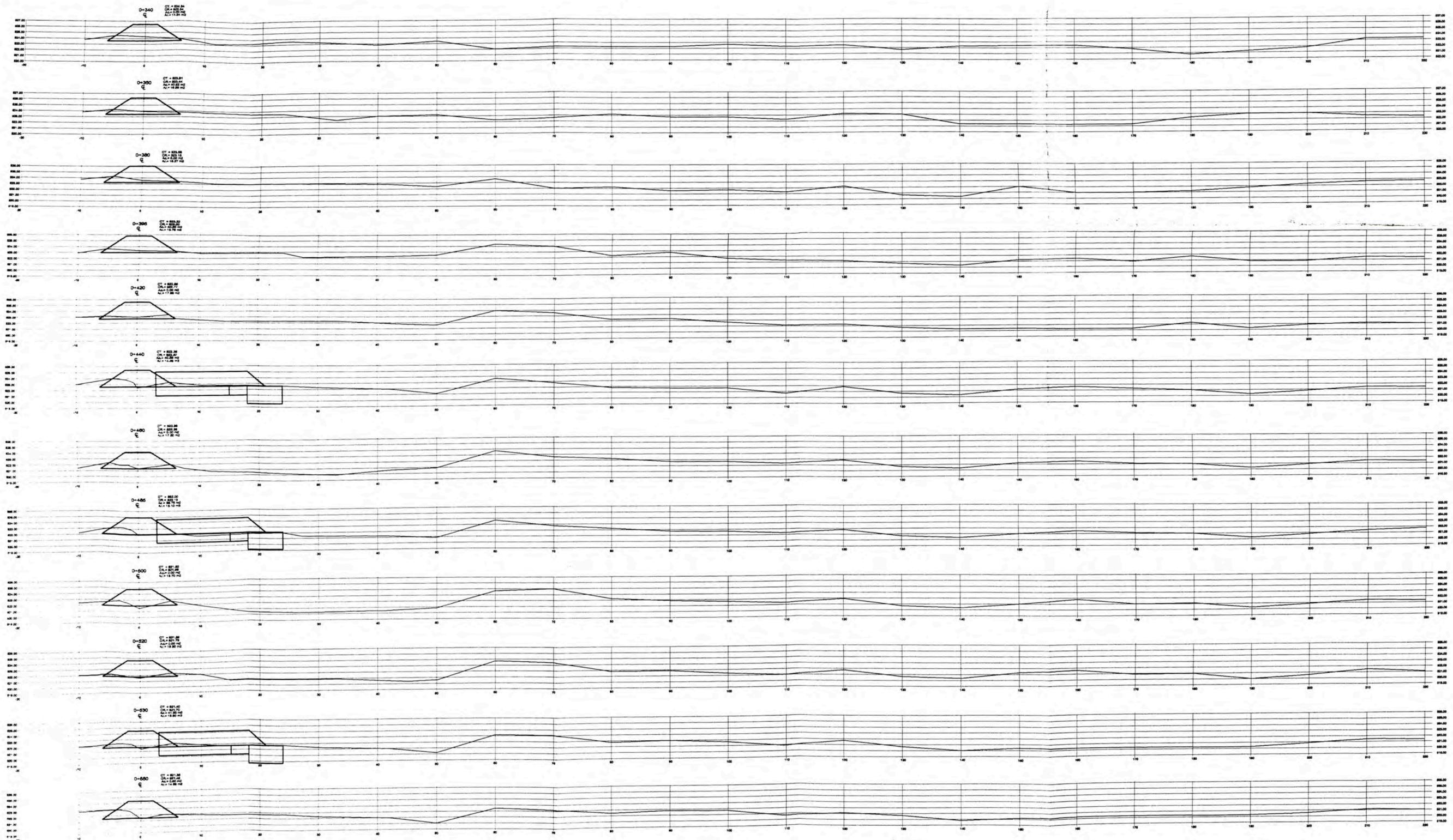
Escala: 1/500

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: COMPARACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACION HIDRAULICA DE RIOS. APLICACION AL RIO MAJES SECTOR QUERULPA - TOMACA.

Plano:

**7**



**SECCIONES TRANSVERSALES SECTOR TOMACA.**  
**Progresivas: Km 0 + 340.00 al 0 + 550.00**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

Plano:

**8**

**TESIS: COMPARACION DE MODELOS UNIDIMENSIONALES Y BIDIMENSIONALES EN LA SIMULACION HIDRAULICA DE RIOS. APLICACION AL RIO MAJES SECTOR QUERULPA - TOMACA.**

Autor: Pedro C. Rau Lavado

FUENTE PRINCIPAL: Proyecto ARCAM 083 - Construcción de diques enrocados en el Valle de Majes II Etapa - PERPEC AREQUIPA - Febrero 2005.

Asesor: Ing. Roberto Campaña Toro

Escala: 1/500