



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



# **UNIVERSIDADE DA CORUÑA**

**GRUPO DE INGENIERÍA DEL AGUA  
Y DEL MEDIO AMBIENTE**

**PROGRAMA DE DOCTORADO INGENIERÍA CIVIL**

## **TESIS DOCTORAL**

### **ESTUDIO NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CAUCES ALUVIALES**

**AUTOR:**

**Enrique Peña González**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**BAJO LA DIRECCIÓN DE:**

**Jerónimo Puertas Agudo**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**Octubre de 2002**

El estudio de los fenómenos relativos al transporte de sedimentos, como elemento imprescindible de la Hidráulica Fluvial, es de gran importancia en numerosos campos de la ingeniería civil y otras disciplinas científicas. Los procesos asociados a este ámbito de trabajo adquieren una relevancia fundamental en todo tipo de obras hidráulicas y cauces naturales, permitiendo analizar las afecciones que pueden causarse en los ecosistemas y zonas cercanas a las actuaciones.

El desarrollo de estos estudios puede verse enormemente facilitado por la disponibilidad de modelos numéricos que permitan predecir los valores relativos a la hidrodinámica y las variaciones morfológicas de dichos cauces. Uno de los mayores problemas que se plantean en la actualidad con relación a dichos modelos es asegurar su convergencia, estabilidad y adecuada calibración, siendo necesario validarlos con experimentos llevados a cabo en laboratorio y/o campo.

El objetivo de esta Tesis Doctoral es la presentación de un estudio numérico-experimental del transporte de sedimentos en ríos y canales. El trabajo aquí expuesto consiste en el desarrollo de un modelo numérico bidimensional desacoplado de flujo y sedimentos granulares, que evalúa en régimen no permanente la hidrodinámica y el transporte de sedimentos utilizando el Método de los Volúmenes Finitos. La validación numérica del bloque hidrodinámico se realizó comparando los resultados obtenidos con los correspondientes a dos conocidos problemas de contraste. La validación experimental del modelo completo se desarrolló a través de ensayos de laboratorio implementados en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, y en el Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC), ambos pertenecientes a la Universidad de A Coruña.

La instrumentación láser utilizada constituye en sí misma una de las aportaciones de esta Tesis Doctoral, obteniendo a partir de sus resultados relaciones entre las variables presentes en el fenómeno. La medición de velocidades con luz láser es una técnica ya conocida, pero no lo es tanto la aplicación de dicha luz láser en la restitución de la superficie de un lecho de arena. Mediante un instrumento empleado en laboratorios de realidad virtual (denominado Scanner 3D), se han obtenido datos de los perfiles del fondo con resoluciones altas para la validación y calibración del modelo numérico propuesto. La experimentación conjunta con el Scanner 3D y la técnica PIV (Particle Image Velocimetry) permite analizar la evolución de los campos de velocidades y perfiles del fondo, en tiempo real y en régimen no permanente.



# INDICE

## NOTACIÓN

## INDICE DE FIGURAS, TABLAS Y FOTOGRAFÍAS

### 0. INTRODUCCIÓN, RESUMEN Y CONCLUSIONES

### 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

- 1.1 Transporte de sedimentos. Historia y evolución *página 1.1*
  - 1.1.1 Comienzos históricos *página 1.1*
  - 1.1.2 Formulaciones del transporte sólido *página 1.2*
    - 1.1.2.1 Ecuaciones basadas en la tensión tangencial *página 1.3*
    - 1.1.2.2 Ecuaciones basadas en conceptos probabilísticos *página 1.8*
    - 1.1.2.3 Ecuaciones basadas en conceptos energéticos *página 1.9*
  - 1.1.3 Aplicación de las fórmulas del transporte sólido *página 1.10*
  - 1.1.4 Fórmulas implementadas en el modelo numérico *página 1.11*
- 1.2 Aproximaciones numéricas al cálculo del transporte de sedimentos *página 1.12*
  - 1.2.1 Modelos numéricos hidrodinámicos *página 1.13*
    - 1.2.1.1 Modelos hidrodinámicos unidimensionales *página 1.13*
    - 1.2.1.2 Modelos hidrodinámicos bidimensionales *página 1.13*
    - 1.2.1.3 Modelos hidrodinámicos tridimensionales *página 1.14*

1.2.2 Modelos numéricos con transporte de sedimentos	<i>página 1.15</i>
1.2.2.1 Modelos de transporte de sedimentos unidimensionales	<i>página 1.16</i>
1.2.2.2 Modelos de transporte de sedimentos bidimensionales en planta (2DH)	<i>página 1.17</i>
1.2.2.3 Modelos de transporte de sedimentos bidimensionales en la vertical (2DV)	<i>página 1.18</i>
1.2.2.4 Modelos de transporte de sedimentos tridimensionales	<i>página 1.18</i>
1.2.3 El método de los volúmenes finitos	<i>página 1.19</i>
1.3 Particle Image Velocimetry (PIV): medición láser de campos de velocidades	<i>página 1.21</i>
1.3.1 Hidrometría clásica	<i>página 1.21</i>
1.3.2 Hidrometría láser	<i>página 1.23</i>
1.3.3 Aportaciones	<i>página 1.26</i>
1.4 Experimentación con transporte de sedimentos en ríos y canales	<i>página 1.27</i>
1.4.1 Transporte de fondo	<i>página 1.28</i>
1.4.2 Transporte en suspensión	<i>página 1.29</i>
1.4.3 Lugares de muestreo y número de muestras	<i>página 1.30</i>
1.4.4 Aportaciones	<i>página 1.30</i>

## **2. ECUACIONES FUNDAMENTALES**

2.1 Ecuaciones hidrodinámicas	<i>página 2.1</i>
2.1.1 Ecuaciones de Navier-Stokes y Reynolds	<i>página 2.1</i>
2.1.2 Ecuaciones de aguas someras	<i>página 2.6</i>
2.2 Ecuaciones del transporte de sedimentos	<i>página 2.13</i>
2.2.1 Ecuaciones del transporte de fondo	<i>página 2.13</i>
2.2.2 Ecuaciones del transporte en suspensión y total	<i>página 2.18</i>

### **3. MODELO NUMÉRICO 2D EN RÉGIMEN NO PERMANENTE**

3.1 El método de los volúmenes finitos (MVF). Aplicación a la resolución de las ecuaciones de aguas someras	<i>página 3.1</i>
3.1.1 El método de los volúmenes finitos. Discretización del dominio	<i>página 3.1</i>
3.1.2 Resolución de las ecuaciones de aguas someras	<i>página 3.3</i>
3.2 Resolución de las ecuaciones del transporte de sedimentos	<i>página 3.6</i>
3.4.1 Ecuación de continuidad del sedimento	<i>página 3.7</i>
3.4.2 Ecuaciones del transporte sólido	<i>página 3.8</i>
3.3 Organigrama del código realizado	<i>página 3.9</i>
3.4 Acoplamiento de ambos bloques del modelo	<i>página 3.11</i>
3.5 Convergencia y estabilidad	<i>página 3.15</i>

### **4. VALIDACIÓN NUMÉRICA DEL MODELO**

4.1 Validación numérica del bloque hidrodinámico	<i>página 4.1</i>
4.1.1 Canal con obstáculo parabólico en el fondo	<i>página 4.2</i>
4.1.2 Rotura de presa ( <i>dam-break problem</i> )	<i>página 4.3</i>
4.2 Comparación del modelo numérico con otros programas existentes	<i>página 4.5</i>
4.2.1 Presentación de otros modelos similares	<i>página 4.5</i>
4.2.2 Comparación con el programa MIKE21	<i>página 4.8</i>

### **5. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL**

5.1 Instrumentación utilizada	<i>página 5.1</i>
5.1.1 Técnicas de Hidrometría Láser	<i>página 5.1</i>
5.1.1.1 Particle Image Velocimetry (PIV)	<i>página 5.2</i>
5.1.1.2 Scanner 3D. Medición láser de perfiles del fondo	<i>página 5.7</i>
5.1.2 Otra instrumentación	<i>página 5.17</i>
5.1.2.1 Velocímetros ADV	<i>página 5.17</i>

5.1.2.2 Aparato de medida de calados diseñado en la Universidad de A Coruña	<i>página 5.19</i>
5.2 Instalaciones	<i>página 5.20</i>
5.2.1 Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	<i>página 5.21</i>
5.2.2 Laboratorio de Hidráulica del CITEEC (Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Enxeñería Civil)	<i>página 5.22</i>
5.2.3 Acoplamiento de la instrumentación	<i>página 5.25</i>
5.2.3.1 Funcionamiento acoplado de PIV y Scanner 3D	<i>página 5.25</i>
5.2.3.2 Funcionamiento acoplado del resto de la instrumentación	<i>página 5.26</i>
5.3 Planificación de los experimentos	<i>página 5.28</i>
5.3.1 Ensayos en canal de laboratorio con transporte de fondo en régimen no permanente	<i>página 5.30</i>
5.3.2 Ensayos de transporte de sedimentos y colmatación de un vertedero	<i>página 5.31</i>
5.3.2.1 Vertedero analizado. Funcionamiento y curva de gasto	<i>página 5.32</i>
5.3.2.2 Ensayos realizados en el CITEEC	<i>página 5.33</i>
5.3.2.3 Ensayos realizados en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	<i>página 5.34</i>

## **6. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO CON RESULTADOS EXPERIMENTALES**

6.1 Ensayos en canal de laboratorio con transporte de fondo en régimen no permanente	<i>página 6.1</i>
6.1.1 Ensayo con caudal constante	<i>página 6.1</i>
6.1.1.1 Resultados generales del modelo numérico	<i>página 6.2</i>

6.1.1.2	Resultados generales de la experimentación	<i>página 6.4</i>
6.1.1.2.1	Campo de velocidades	<i>página 6.4</i>
6.1.1.2.2	Comparación de perfiles del fondo con PIV y Scanner 3D	<i>página 6.6</i>
6.1.1.3	Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.7</i>
6.1.1.3.1	Comparación del campo de velocidades	<i>página 6.7</i>
6.1.1.3.2	Tensión tangencial	<i>página 6.10</i>
6.1.1.4	Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.12</i>
6.1.2	Ensayo con caudal variable	<i>página 6.18</i>
6.1.2.1	Resultados generales de la experimentación	<i>página 6.19</i>
6.1.2.2	Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.20</i>
6.1.2.3	Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.22</i>
6.2	Ensayos de transporte de sedimentos y colmatación de un vertedero	<i>página 6.26</i>
6.2.1	Ensayos de análisis de la curva de gasto del vertedero	<i>página 6.27</i>
6.2.2	Ensayos de transporte de sedimentos en el vertedero	<i>página 6.30</i>
6.2.2.1	Ensayos previos de calibración	<i>página 6.31</i>
6.2.2.2	Ensayos de evolución en el tiempo de la curva de gasto	<i>página 6.33</i>
6.2.2.3	Ensayo con caudal de 30 litros/segundo	<i>página 6.37</i>

6.2.2.3.1 Resultados generales de la experimentación	<i>página 6.37</i>
6.2.2.3.2 Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.38</i>
6.2.2.3.3 Comparación de resultados morfológicos entre modelo el numérico y la experimentación	<i>página 6.40</i>
6.2.2.4 Ensayo con caudal de 43 litros/segundo	<i>página 6.43</i>
6.2.2.4.1 Resultados generales de la experimentación	<i>página 6.44</i>
6.2.2.4.2 Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.45</i>
6.2.2.4.3 Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación	<i>página 6.46</i>

## **BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

# INDICE DE FIGURAS, TABLAS Y FOTOGRAFÍAS

## INDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 1

Figura 1.1. Diagrama de Shields de movimiento del sedimento (I). Diámetro adimensional y tensión tangencial crítica adimensional (Julien, 1995)

*página 1.5*

Figura 1.2. Diagrama de Shields de comienzo del movimiento (II). Número de Reynolds granular y tensión tangencial adimensional (Julien, 1995)

*página 1.6*

Figura 1.3. Ángulo de reposo de sedimento granular (Julien, 1995)

*página 1.7*

Figura 1.4. Particle Image Velocimetry. Funcionamiento general (LaVision, 2000)

*página 1.24*

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1. Sección transversal de un río y variables involucradas en la determinación de la tensión tangencial de fondo

*página 2.11*

Figura 2.2. Diagrama de Shields y Vanoni de comienzo del movimiento (García, 2000)

*página 2.15*

### CAPÍTULO 3

Figura 3.1. Construcción de los volúmenes finitos

*página 3.2*

Figura 3.2. Organigrama del modelo numérico HidrSed

*página 3.10*

## CAPÍTULO 4

Figura 4.1. Perfil longitudinal de la superficie libre. Canal con obstáculo parabólico en el fondo

*página 4.2*

Figura 4.2. Perfil longitudinal de la superficie libre. Canal con obstáculo parabólico en el fondo. Vázquez-Cendón (1999)

*página 4.3*

Figura 4.3. Perfil longitudinal de la superficie libre. Rotura de presa

*página 4.4*

Figura 4.4. Figura 4.3. Perfil longitudinal de la superficie libre. Rotura de presa. Burguete (2000)

*página 4.4*

Figura 4.5. Vista en planta del ejemplo Corner. Programa MIKE 21-ST (DHI Software, 2001)

*página 4.10*

Figura 4.6. Calados obtenidos con el programa MIKE21

*página 4.11*

Figura 4.7. Calados y líneas de corriente obtenidos con el modelo numérico

*página 4.12*

Figura 4.8. Comparación del perfil longitudinal de la superficie libre en la sección media

*página 4.12*

Figura 4.9. Variaciones iniciales del fondo obtenidas con el programa MIKE21

*página 4.13*

Figura 4.10. Variaciones iniciales del fondo obtenidas con el modelo numérico

*página 4.14*

Figura 4.11. Comparación de la evolución del fondo en la sección media (instante inicial)

*página 4.14*

## CAPÍTULO 5

Figura 5.1. Particle Image Velocimetry. Funcionamiento general (LaVision, 2000)

*página 5.3*

Figura 5.2. Esquema general de análisis de imágenes con PIV (LaVision, 2000)	<i>página 5.6</i>
Figura 5.3. Ejemplo de resultados y post-proceso (LaVision, 2000)	<i>página 5.6</i>
Figura 5.4. Pantalla principal del programa Polhemus FastScan correspondiente al Scanner 3D	<i>página 5.9</i>
Figura 5.5. Pantalla del programa Matlab utilizado para la visualización de resultados y post-proceso	<i>página 5.10</i>
Figura 5.6. Refracción y variables de análisis en fondo plano con el Scanner 3D	<i>página 5.11</i>
Figura 5.7. Resultados teóricos de la relación entre elevación virtual y calado con el Scanner 3D	<i>página 5.12</i>
Figura 5.8. Resultados experimentales de la relación entre elevación virtual y calado con el Scanner 3D	<i>página 5.13</i>
Figura 5.9. Refracción y variables de análisis en la medición del objeto con el Scanner 3D	<i>página 5.14</i>
Figura 5.10. Resultados teóricos de la altura real frente a altura virtual relativa medida con el Scanner 3D para distintos calados	<i>página 5.15</i>
Figura 5.11. Resultados experimentales de la altura real frente a altura virtual relativa medida con el Scanner 3D para distintos calados	<i>página 5.16</i>
Figura 5.12. Determinación del volumen de muestreo en velocímetros ADV	<i>página 5.18</i>
Figura 5.13. Granulometría del árido utilizado en la experimentación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	<i>página 5.29</i>
Figura 5.14. Vertedero y variables geométricas involucradas	<i>página 5.32</i>

## CAPÍTULO 6

Figura 6.1. Vectores velocidad y líneas de corriente en el canal de ensayos.  
Ensayo con caudal constante

*página 6.3*

Figura 6.2. Perfil longitudinal de la evolución del fondo en distintos intervalos de tiempo. Ensayo con caudal constante

*página 6.4*

Figura 6.3. Pantalla del software reflejando el campo de velocidades obtenido con PIV

*página 6.5*

Figura 6.4. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV y Scanner 3D  
Ensayo con caudal constante

*página 6.6*

Figura 6.5. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. T= 10 minutos. Ensayo con caudal constante

*página 6.8*

Figura 6.6. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. T= 60 minutos. Ensayo con caudal constante

*página 6.9*

Figura 6.7. Evolución temporal de la velocidad de corte y el fondo del canal registrado con PIV. Sección 8.2. Ensayo con caudal constante

*página 6.11*

Figura 6.8. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. T= 20 minutos. Fórmulas de transporte de fondo. Ensayo con caudal constante

*página 6.12*

Figura 6.9. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. T= 120 minutos. Fórmulas de transporte de fondo. Ensayo con caudal constante

*página 6.14*

Figura 6.10. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Fórmulas de transporte total. Ensayo con caudal constante

*página 6.15*

Figura 6.11. Elevación del fondo en sección transversal. Sección 8.2. Ensayo con caudal constante

*página 6.17*

Figura 6.12. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico y la experimentación. Sección 7.9. Ensayo con caudal constante

*página 6.18*

Figura 6.13. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV. Ensayo con caudal variable

*página 6.19*

Figura 6.14. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. T= 20 minutos. Ensayo con caudal variable

*página 6.21*

Figura 6.15. Comparación de la evolución temporal de las velocidades con PIV y modelo numérico. Sección 8.0. Ensayo con caudal variable

*página 6.22*

Figura 6.16. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. T= 20 minutos. Fórmulas de transporte de fondo. Ensayo con caudal variable

*página 6.23*

Figura 6.17. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. T= 70 minutos. Fórmulas de transporte de fondo. Ensayo con caudal variable

*página 6.23*

Figura 6.18. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Fórmulas de transporte total. Ensayo con caudal variable

*página 6.25*

Figura 6.19. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico y la experimentación. Sección 7.9. Ensayo con caudal variable

*página 6.26*

Figura 6.20. Croquis de la sección aguas arriba del vertedero y capas de colmatación introducidas

*página 6.27*

Figura 6.21. Esquema del canal de ensayos, vertedero, capas de arena, bastidor robotizado e instrumentación empleada

*página 6.28*

Figura 6.22. Curvas de gasto teórica y con capas de colmatación

*página 6.28*

Figura 6.23. Evolución de calados en la aproximación al vertedero para un caudal de 120 l/s

*página 6.29*

Figura 6. 24. Perfil longitudinal en metros con la capa de colmatación aguas arriba del vertedero

*página 6.34*

Figura 6.25. Variación del calado efectivo en el vertedero

*página 6.35*

Figura 6.26. Variación del calado total en el vertedero

*página 6.36*

Figura 6.27. Evolución temporal de la curva de gasto en los ensayos con transporte de sedimentos

*página 6.36*

Figura 6.28. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV y Scanner 3D. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.38*

Figura 6.29. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. T= 20 minutos. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.39*

Figura 6.30. Comparación de la evolución de las velocidades con PIV y modelo numérico. Sección 7.9. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.40*

Figura 6.31. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. T= 30 minutos. Fórmulas de transporte de fondo. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.41*

Figura 6.32. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Fórmulas de transporte total. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.42*

Figura 6.33. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico y la experimentación. Sección 7.9. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.43*

Figura 6.34. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.44*

Figura 6.35. Comparación de la evolución temporal de las velocidades con PIV y modelo numérico. Sección 7.8. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.45*

Figura 6.36. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. T= 60 minutos. Fórmulas de transporte de fondo. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.46*

Figura 6.37. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Fórmulas del transporte total. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.47*

Figura 6.38. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico y la experimentación. Sección 7.9. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.48*

## **INDICE DE TABLAS**

### **CAPÍTULO 1**

Tabla 1.1 Medidores de transporte en suspensión

*página 1.30*

## CAPÍTULO 2

Tabla 2.1. Rangos de aplicación de las fórmulas de transporte de fondo

*página 2.18*

Tabla 2.2. Rangos de aplicación de las fórmulas de transporte total

*página 2.23*

## CAPÍTULO 5

Tabla 5.1 Granulometría del árido utilizado en la experimentación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

*página 5.29*

## CAPÍTULO 6

Tabla 6.1. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 10 minutos. Ensayo con caudal constante

*página 6.7*

Tabla 6.2. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 60 minutos. Ensayo con caudal constante

*página 6.10*

Tabla 6.3. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. T= 20 minutos. Fórmulas del transporte de fondo. Ensayo con caudal constante

*página 6.13*

Tabla 6.4. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. T= 120 minutos. Fórmulas del transporte de fondo. Ensayo con caudal constante

*página 6.14*

Tabla 6.5. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con Scanner 3D. Fórmulas del transporte total. Ensayo con caudal constante

*página 6.15*

Tabla 6.6. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 20 minutos. Ensayo con caudal variable

*página 6.20*

Tabla 6.7. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. T= 20 minutos. Fórmulas del transporte de fondo. Ensayo con caudal variable

*página 6.22*

Tabla 6.8. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. T= 70 minutos. Fórmulas del transporte de fondo. Ensayo con caudal variable

*página 6.24*

Tabla 6.9. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. Fórmulas del transporte total. Ensayo con caudal variable

*página 6.24*

Tabla 6.10. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 20 minutos. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.40*

Tabla 6.11. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. T= 30 minutos. Fórmulas del transporte de fondo. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.41*

Tabla 6.12. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. Fórmulas del transporte total. Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

*página 6.42*

Tabla 6.13. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. T= 60 minutos. Fórmulas del transporte de fondo. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.46*

Tabla 6.14. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a la medidas realizadas con PIV. Fórmulas del transporte total. Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

*página 6.47*

## INDICE DE FOTOGRAFÍAS

### CAPÍTULO 1

Fotografía 1.1. Montaje experimental del trabajo con PIV en el canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

*página 1.24*

### CAPÍTULO 5

Fotografía 5.1. Montaje experimental del trabajo con PIV en el canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

*página 5.3*

Fotografía 5.2. Detalles de la fuente láser y brazo articulado (PIV)

*página 5.4*

Fotografía 5.3. Detalle de una cámara digital CCD (PIV)

*página 5.5*

Fotografía 5.4. Emisor láser, cámaras y elemento de referencia del Scanner 3D

*página 5.8*

Fotografía 5.5. Colocación del Scanner 3D en el canal de ensayos

*página 5.8*

Fotografía 5.6. Ensayo de medición de un objeto con el Scanner 3D

*página 5.14*

Fotografía 5.7. Velocímetro Sontek MicroADV vertical

*página 5.18*

Fotografía 5.8. Aparato de medición de calados y velocímetro ADV

*página 5.20*

Fotografía 5.9. Canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

*página 5.21*

Fotografía 5.10. Canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica del CITEEC

*página 5.24*

Fotografía 5.11. Pantalla principal de control del Laboratorio de Hidráulica del CITEEC

*página 5.25*

Fotografía 5.12. Funcionamiento acoplado de PIV y Scanner 3D

*página 5.26*

Fotografía 5.13. Canal de ensayos del CITEEC con el posicionador unido a la instrumentación

*página 5.27*

Fotografía 5.14. Detalle del velocímetro ADV y el aparato de medida de calados, durante uno de los ensayos en el CITEEC

*página 5.28*

Fotografía 5.15. Ensayo correspondiente al análisis del transporte de sedimentos en un vertedero

*página 5.35*

## CAPÍTULO 6

Fotografía 6.1 Montaje experimental en la Escuela de Ingenieros de Caminos para el ensayo de transporte de sedimentos en vertederos

*página 6.31*

Fotografía 6.2. Campo de velocidades obtenido con PIV en las inmediaciones del vertedero

*página 6.32*

Fotografía 6.3. Imagen con PIV reflejando el perfil del lecho de arena

*página 6.33*

# **INTRODUCCIÓN, RESUMEN Y CONCLUSIONES**

## **1. INTRODUCCIÓN. EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y LOS MODELOS NUMÉRICOS EN EL ESTUDIO DE RÍOS Y CANALES**

El estudio de los fenómenos relativos al transporte de sedimentos, como elemento imprescindible de la Hidráulica Fluvial, es de gran importancia en numerosos campos de la ingeniería civil y otras disciplinas científicas. Los procesos asociados a este ámbito de trabajo adquieren una relevancia fundamental en todo tipo de obras hidráulicas y trabajos en cauces naturales, permitiendo analizar las afecciones que pueden causarse en los ecosistemas y zonas cercanas a las actuaciones.

La realización de estos análisis puede verse enormemente facilitada por la disponibilidad de modelos numéricos que permitan predecir los valores relativos a la hidrodinámica y las variaciones morfológicas de dichos cauces. La posibilidad de poder obtener los valores de los calados, velocidades y zonas de erosión o sedimentación, constituye una herramienta fundamental en el conocimiento de las características del medio y su evolución con las intervenciones que puedan tener lugar. Los modelos numéricos han ido proliferando en los últimos años, en paralelo con la mayor potencia de los ordenadores existentes en el mercado. La reducción de los tiempos de cálculo de los códigos ha sido determinante para su aplicación por parte de la comunidad científica internacional.

Uno de los mayores problemas que se plantean en la actualidad con relación a dichos modelos es asegurar, en primer lugar, su convergencia, estabilidad y adecuada calibración. Para esto último, es necesario validarlos con experimentos llevados a cabo en laboratorio y/o campo, y comprobar que los resultados de modelo y realidad coinciden, asegurando de esta forma el uso de dicho modelo con una cierta fiabilidad.

En segundo lugar, es importante asegurar la correcta aplicación del modelo en la problemática que se está analizando. En el campo del transporte de sedimentos esta afirmación adquiere una relevancia muy importante, ya que la obtención de resultados coherentes y aceptables puede verse modificada sustancialmente en función del tamaño del sedimento analizado (y si éste es variable en el medio), la aplicación correcta de las fórmulas de transporte de fondo y/o suspensión, la escala temporal del modelo, el método utilizado, etc.

## **2. OBJETIVOS DE LA TESIS DOCTORAL**

El objetivo de esta Tesis Doctoral es la presentación de un modelo numérico de transporte de sedimentos en ríos y canales y su validación experimental. El trabajo aquí expuesto consiste en el desarrollo de un modelo numérico bidimensional desacoplado de flujo y transporte de sedimentos, que evalúa en régimen no permanente la hidrodinámica y el transporte de sedimentos utilizando el Método de los Volúmenes Finitos. El modelo es validado por un

lado con ejemplos ampliamente conocidos y aceptados en el campo hidrodinámico, y con un modelo comercial contrastado por una amplia experiencia, y por otro lado a través de experimentos de laboratorio realizados en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, y en el Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Enxeñería Civil (CITEEC), ambos pertenecientes a la Universidad de A Coruña. La instrumentación utilizada constituye en sí misma una de las aportaciones de esta Tesis Doctoral, obteniendo a partir de sus resultados relaciones entre las variables presentes en el fenómeno.

El modelo numérico resuelve las ecuaciones de aguas someras en el campo hidráulico, y calcula a través de conocidas fórmulas empíricas el transporte de fondo y el transporte total de sedimentos, aportando como resultado la hidrodinámica existente (calado y dos componentes de la velocidad), y las variaciones del fondo en el cauce estudiado. El modelo que se presenta no evalúa el transporte de sedimentos cohesivos como limos y arcillas, cuyo tratamiento y resolución debe realizarse de forma distinta. De la misma forma, y al igual que la mayoría de otros modelos similares, el modelo numérico que se presenta debe ejecutarse una vez para cada tamaño de grano para tener en cuenta la heterogeneidad del material del lecho.

Por lo tanto, podemos resumir todo lo anterior indicando que este modelo calcula la hidrodinámica y el transporte de sedimentos granulares en dos dimensiones y en régimen no permanente, con transporte de fondo y transporte total, requiriendo una ejecución para cada tamaño de grano.

Además, las conclusiones de esta Tesis Doctoral en el campo de la experimentación con transporte de sedimentos pretenden aportar un material y herramientas de interés en este ámbito de trabajo. Una de las lagunas más importantes con las que cuenta la aplicación de los modelos numéricos en la morfología fluvial es la falta de resultados experimentales universalmente aceptados para la validación de dichos modelos. Las razones pueden buscarse en la dificultad de la medición de perfiles del fondo y caudales sólidos en los ríos o canales, o la dificultad de aumentar la resolución de los instrumentos empleados.

No se pretende con esta Tesis Doctoral solucionar este complejo y dificultoso campo de trabajo, pero sí aportar una nueva herramienta de medición cuya precisión es muy alta en el entorno en el que se han desarrollado los experimentos.

La utilización de luz láser en la medición de velocidades es una técnica ya conocida, pero no lo es tanto la aplicación de dicha luz láser en la restitución de la superficie de un lecho de arena. Mediante un instrumento utilizado en laboratorios de realidad virtual (denominado Scanner 3D), se han obtenido datos de los perfiles del fondo con resoluciones altas para la validación y calibración del modelo numérico propuesto. Estos resultados pueden servir además para el análisis de sensibilidad de las variables involucradas.

### 3. RESUMEN

En el capítulo 1 se hace un resumen actualizado y puesta al día de los distintos aspectos involucrados en esta Tesis Doctoral.

En primer lugar se analiza la evolución del conocimiento de los campos relativos al transporte de sedimentos y la resolución en modelo numérico de los fenómenos hidráulicos. Por otro lado, se repasa la aparición de las distintas técnicas que se han venido utilizando en la medición de las variables que son analizadas y calculadas en este trabajo, es decir, la instrumentación relativa a la obtención de calados, velocidades y variaciones del fondo en un río o canal. En ambos casos se ha centrado el análisis en los trabajos existentes utilizando luz láser en dichas mediciones, por cuanto ese campo es en el que se encuadran los trabajos presentados en esta Tesis Doctoral.

En el capítulo 2 se introducen las ecuaciones que rigen los fenómenos aquí analizados. El régimen que se presenta en ríos y canales se define como flujo turbulento en lámina libre. Este flujo se produce cuando la superficie del fluido está en contacto continuo con la atmósfera, lo que ya supone un condicionante en el comportamiento del mismo.

Las ecuaciones resueltas en el bloque hidrodinámico del modelo corresponden a las ecuaciones de aguas someras, obtenidas en dos dimensiones integrando en la dirección vertical las ecuaciones de Navier-Stokes, incluyendo términos de disipación turbulenta de energía. Respecto al transporte de sedimentos, la ecuación de continuidad del sedimento que se resuelve es la conocida ecuación de Exner.

En cuanto a los tipos de transporte, se denomina transporte de fondo a aquel que se produce a través del propio fondo del río o canal, cuando la tensión tangencial existente supera a la tensión tangencial crítica del sedimento. El transporte en suspensión es aquel que se produce cuando los sedimentos son llevados en suspensión de un punto a otro del cauce.

En numerosos campos de trabajo, y desde luego desde la perspectiva de la ingeniería civil, el conocimiento de la evolución del flujo turbulento en lámina libre y del transporte de sedimentos es de suma importancia. La ubicación de construcciones de todo tipo en las cercanías de los ríos y el correcto dimensionamiento de los canales para el transporte de agua, requieren un conocimiento lo más preciso posible de estos fenómenos. Las erosiones en las pilas o los estribos de los puentes, la colmatación de vertederos, azudes y embalses, así como la identificación de bolsas de contaminantes (donde va el sedimento, va la contaminación), son sólo algunos ejemplos que reflejan la importancia de estos trabajos que intentan avanzar en un conocimiento cada vez mayor de los fenómenos aquí indicados.

En el Capítulo 3 se plantea la resolución de las ecuaciones anteriormente citadas. En primer lugar se analiza el método de los volúmenes finitos, para a continuación presentar el camino seguido en la resolución de las ecuaciones

hidrodinámicas y del transporte de sedimentos. El modelo numérico propuesto es un modelo desacoplado en dos bloques hidrodinámico y morfológico.

La parte correspondiente a los cálculos hidráulicos fue desarrollada previamente dentro del grupo de investigación al que pertenece el doctorando. La implementación de los cálculos relativos al transporte de sedimentos, y la interacción entre ambos bloques hidrodinámico y morfológico, pertenecen enteramente a las aportaciones de este trabajo.

En las subrutinas morfológicas del modelo se han introducido distintas fórmulas empíricas de cálculo del transporte de fondo y del transporte total, todas ellas seleccionadas de forma acorde con el problema analizado. Algunas de ellas son aplicadas universalmente desde hace tiempo, como las fórmulas de transporte de fondo de Meyer&Peter-Müller, Einstein&Brown y Fernández-Luque&Van Beek, o las fórmulas del transporte total (suma del transporte de fondo y en suspensión) de Ackers&White y Engelund&Hansen. Otras expresiones empíricas son por el contrario de aparición más reciente, como por ejemplo las expresiones de transporte de fondo de Nielsen y Van Rijn.

En todas las ejecuciones del modelo numérico fueron utilizadas dichas formulaciones, extrayendo distintas conclusiones acerca de la aplicabilidad de estas fórmulas empíricas y el transporte de sedimentos en general.

El proceso de ejecución del modelo numérico es el siguiente. En primer lugar se resuelve una hidrodinámica inicial hasta alcanzar una determinada convergencia, momento en el cual se entra en el bloque morfológico del modelo calculando las variaciones del fondo y los volúmenes de sedimento intercambiados. Como es evidente, las variaciones en la morfología del dominio afectan a la hidrodinámica existente. Por ello, cuando se supera un determinado umbral de erosión o sedimentación en un punto del dominio, el modelo vuelve al bloque hidrodinámico para volver a calcular el calado y las dos componentes del vector velocidad, y así sucesivamente. El proceso se detiene cuando se alcanza el equilibrio entre ambos procesos, en el caso en el que dicho equilibrio llegue a producirse.

También se analizan en dicho capítulo las condiciones de convergencia y estabilidad que se han adoptado en ambos bloques del modelo, ajustando los intervalos de tiempo con el dominio y las variables a calcular. Para los dos bloques del modelo se utilizaron esquemas descentrados *upwind*, comunes en la utilización del método de los volúmenes finitos.

El Capítulo 4 presenta la validación del modelo numérico que se presenta con dos ejemplos del campo hidrodinámico, ampliamente estudiados y reconocidos en la literatura científica internacional. A continuación se realiza una comparación del modelo numérico completo (hidrodinámica y transporte de sedimentos) con el programa MIKE21, indicando las diferencias y similitudes registradas en el análisis de un caso general.

En el Capítulo 5 se indican las instalaciones, instrumentación y planificación de los ensayos que fueron realizados para la validación experimental del modelo

numérico. En esta parte, se introduce el Scanner 3D demostrando la aplicación del mismo en el estudio del transporte de sedimentos.

Por último, en el Capítulo 6 se presentan los resultados extraídos de las dos series de ensayos desarrolladas, denominados transporte de fondo en régimen no permanente y transporte de sedimentos en un vertedero. La validación experimental del modelo y el análisis de las variables relacionadas, entre otros elementos de interés, son las principales conclusiones extraídas en esta parte final.

## 4. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

### 4.1 Modelo numérico. Validación numérica

La validación del modelo numérico bidimensional que se presenta es el resultado fundamental de esta Tesis Doctoral. Ha sido realizada de forma numérica a través de problemas de contraste en el campo hidrodinámico, y mediante una campaña experimental con el modelo numérico completo, tal y como quedará expuesto posteriormente.

Aunque ya existen en el ámbito científico otros modelos que evalúan la hidrodinámica y el transporte de sedimentos en dos dimensiones, la utilización en nuestro caso del método de los volúmenes finitos permite confirmar la utilidad de éste en la resolución de los fenómenos relativos al transporte de sedimentos, desarrollando un modelo desacoplado de flujo de agua y sedimentos. El modelo utiliza los esquemas descentrados *upwind* como herramienta de cálculo, comprobando la capacidad para modificar durante la ejecución las condiciones de contorno del caso analizado.

En la resolución de las ecuaciones de aguas someras se han empleado para la función flujo discreto los Q-esquemas descentrados de Van Leer (1977), con la regularización de autovalores de Harten (1984). El término fuente se ha resuelto aplicando satisfactoriamente una función fuente discreta con dos términos (Vázquez-Cendón, 1999).

En los cálculos relativos al transporte de sedimentos también se ha implementado el esquema descentrado *upwind*, ajustando el intervalo de tiempo de ejecución del modelo para asegurar la convergencia y estabilidad. El método de cálculo de este intervalo de tiempo ha sido el denominado área/perímetro, introduciendo un factor reductor igual a 0.175 en los cálculos morfológicos.

$$\Delta t = 0.175 \cdot \min\left(\frac{A_i}{P_e \cdot (V + c_w)}\right)$$

siendo:

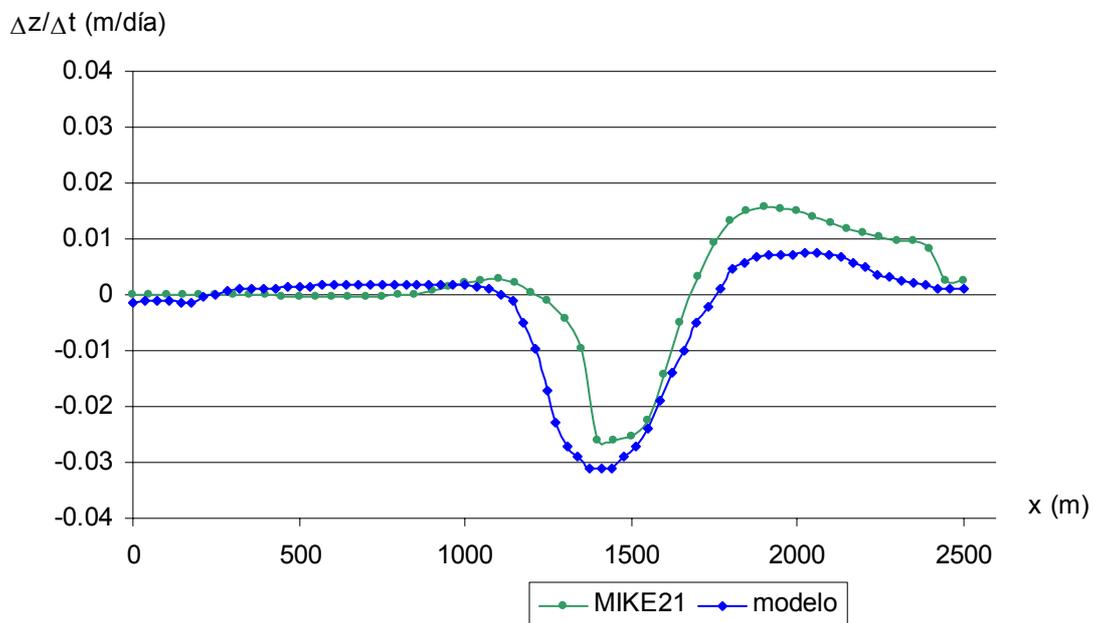
- $\Delta t$ : intervalo de tiempo de cálculo del modelo
- $A_i$ : área de los volúmenes finitos

- $P_e$ : perímetro de los volúmenes finitos
- $V$ : Velocidad media en cada punto
- $c_w$ : celeridad de onda

Los resultados obtenidos en las comparaciones y análisis realizado confirman, como se verá posteriormente, el buen funcionamiento del modelo, la convergencia y la estabilidad del mismo. La validación del modelo numérico se llevó a cabo a través de dos vías distintas.

En primer lugar se realizó una validación numérica del bloque hidrodinámico comparando los resultados obtenidos con los correspondientes a dos conocidos problemas de contraste, el caso de rotura de presa y el denominado canal con obstáculo parabólico en el fondo. En ambos ejemplos, el modelo bidimensional reproduce de forma precisa la superficie libre del agua correspondiente a la solución exacta en una dimensión (ver Capítulo 4, figuras 4.1 a 4.4)

Debido a que no existen soluciones exactas ni problemas de contraste en el campo del transporte de sedimentos en dos dimensiones, se realizó una comparación del modelo numérico con el programa MIKE21 en un caso general, analizando las diferencias encontradas y resaltando el hecho de que el programa MIKE21 sólo realiza el cálculo de las variaciones iniciales del fondo. La figura siguiente presenta la comparación de la evolución de dicho fondo en el caso de un codo de 90° en un cauce de lecho erosionable (ver también Capítulo 4, figuras 4.5 a 4.11).



*Figura 1. Comparación de la evolución del fondo en la sección media (instante inicial)*

Las diferencias encontradas entran dentro de lo razonable, y hay que destacar que los resultados de MIKE21 no tienen por qué ser los correctos. En análisis

posteriores se comparará con datos reales, y se pondrá de manifiesto el buen ajuste del modelo.

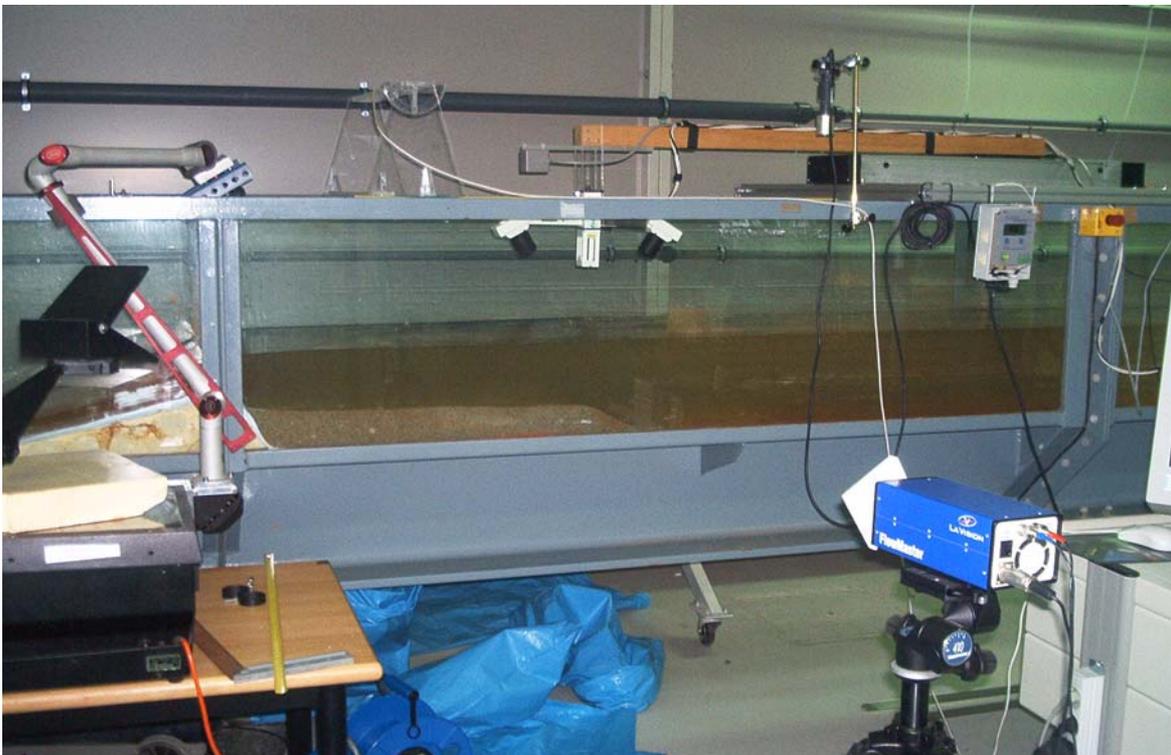
Las conclusiones derivadas de la instrumentación empleada y los resultados de la validación experimental del modelo con dos series de ensayos son analizadas a continuación.

#### 4.2 Instrumentación y metodología experimental

La instrumentación utilizada es en sí misma una aportación de esta Tesis Doctoral. Así como la medición láser de velocidades utilizando la técnica PIV (Particle Image Velocimetry) es suficientemente conocida y existen numerosos trabajos que hacen referencia al mismo, la medición láser de perfiles del fondo es un campo novedoso y con un futuro realmente prometedor en este campo de la Hidráulica.

Los técnicos que trabajan en realidad virtual y en medición de superficies de determinados objetos, han desarrollado herramientas que permiten obtener los perfiles de dichos objetos con altas resoluciones. La aplicación a la morfología fluvial, teniendo en cuenta la refracción del agua en el haz láser, puede aportar resultados interesantes en la experimentación con transporte de sedimentos.

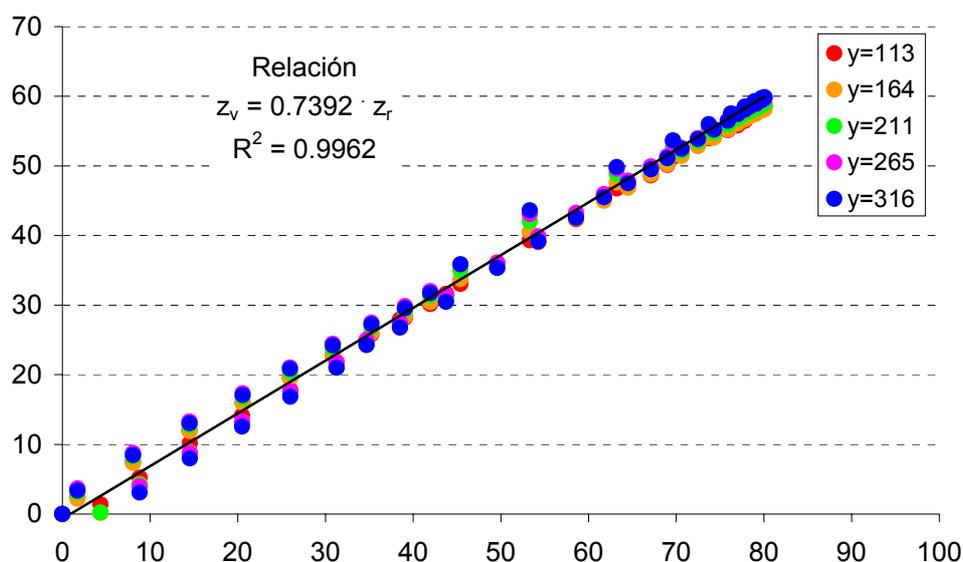
En esta Tesis Doctoral se ha aplicado esta instrumentación denominada Scanner 3D en la medición de la línea media de un lecho de material granular, comparando los resultados obtenidos con los registrados con PIV y modelo numérico.



*Fotografía 1. Experimentación conjunta con PIV y Scanner 3D*

Se realizó una calibración previa del Scanner 3D a través de varios ensayos, restituyendo la superficie lisa del canal y la de un objeto introducido en el mismo, con distintas alturas de la lámina de agua.

Los resultados de la calibración muestran una relación lineal entre los valores medidos de altura real y altura virtual relativa (restando el calado). Esta relación resulta independiente de los valores del calado en el rango de mediciones de los ensayos realizados.



*Figura 2. Resultados experimentales de la altura real ( $z_r$ , abcisas) frente a altura virtual relativa medida con el Scanner 3D ( $z_v$ , ordenadas) para distintos calados, ambos en milímetros*

La resolución alcanzada es en algunos casos inferior al milímetro, reflejando la capacidad de este instrumento no intrusivo en los ensayos desarrollados con transporte de sedimentos.

La mayor potencialidad del Scanner 3D es la medición tridimensional de los perfiles del fondo, diferenciándose en este sentido de los resultados registrados con PIV. De esta forma, el trabajo conjunto de ambas herramientas permite obtener la evolución del campo de velocidades y evoluciones del lecho en las tres dimensiones, en tiempo real y en régimen no permanente.

Sin embargo, es importante reseñar que los resultados aportados por el Scanner 3D incluidos en esta Tesis Doctoral hacen referencia sólo a los puntos del perfil longitudinal medio del canal. También se insiste en la dificultad de generar las condiciones favorables para la obtención de buenos resultados con este instrumento, así como la necesidad de realizar numerosos ensayos previos de calibración conjugando los distintos elementos.

#### 4.3 Validación experimental del modelo numérico

La validación experimental del modelo numérico completo (hidrodinámica y transporte de sedimentos) se realizó comparando los resultados del modelo y

la instrumentación en dos series de ensayos de laboratorio desarrollados para esta Tesis Doctoral.

La primera serie fue implementada en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela de Ingenieros de Caminos, experimentando en dicho canal con un lecho de arena y distintos caudales. Además de para validar el modelo numérico, los resultados sirvieron también para el análisis de las distintas fórmulas de transporte de fondo y total utilizadas en el modelo, y el estudio de las variables relacionadas. El trabajo experimental fue realizado con métodos convencionales a lo largo de todo el canal, y con PIV y Scanner 3D en la zona central del mismo.

El segundo bloque de ensayos fue llevado a cabo en dos etapas e instalaciones distintas. La primera se desarrolló con anterioridad a esta Tesis Doctoral en el Laboratorio de Hidráulica del CITEEC. En esta parte se analizó la variación de la curva de gasto de un vertedero con árido no movilizado por el flujo, utilizando velocímetros ADV y un aparato de medida de calados diseñado en la Universidad de A Coruña. La segunda serie de ensayos fue realizada en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela de Ingenieros de Caminos. A partir de las conclusiones del estudio anterior, se realizaron ensayos con transporte de sedimentos y distintos caudales, implementando este caso en el modelo numérico. En esta parte, la experimentación fue desarrollada utilizando de nuevo el Scanner 3D y la técnica PIV.

El primer resultado que se presenta muestra el buen seguimiento del perfil longitudinal del fondo obtenido con el modelo numérico. La gráfica siguiente corresponde a un ensayo con caudal constante, en el que se analiza el transporte de fondo de una capa de arena colocada en la parte central del canal, hasta obtener su perfil de equilibrio.

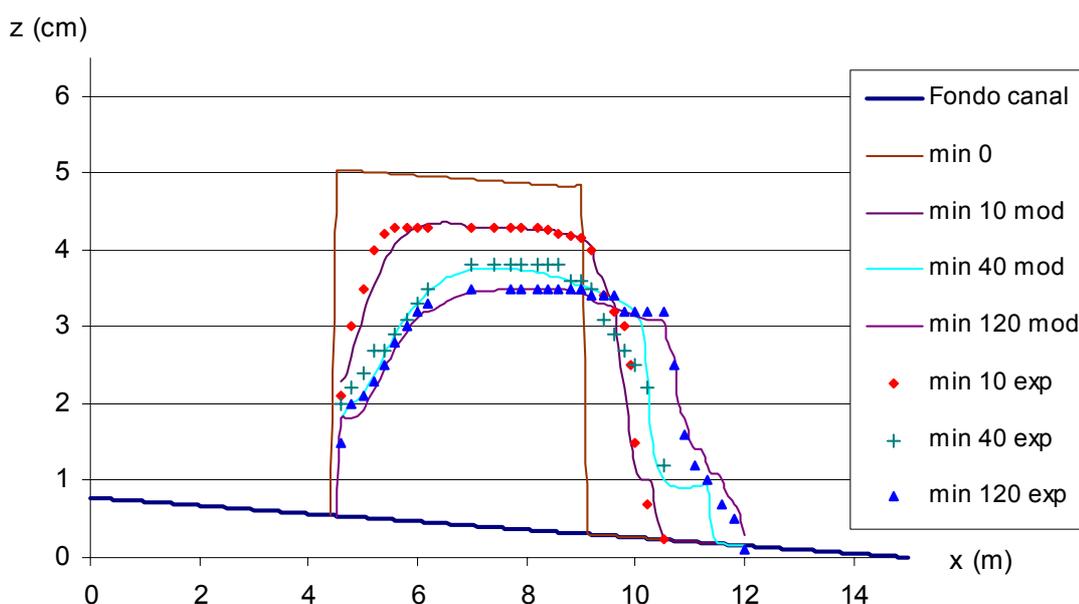
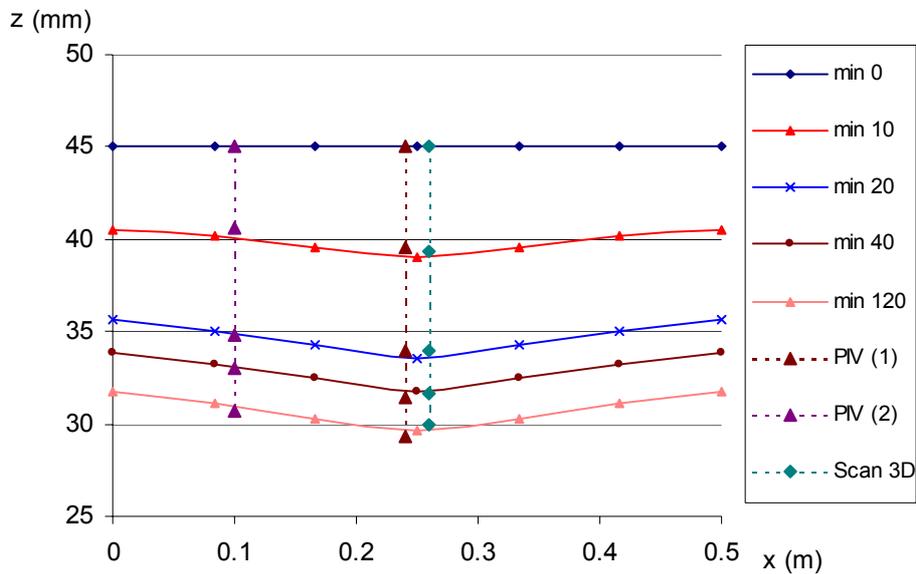


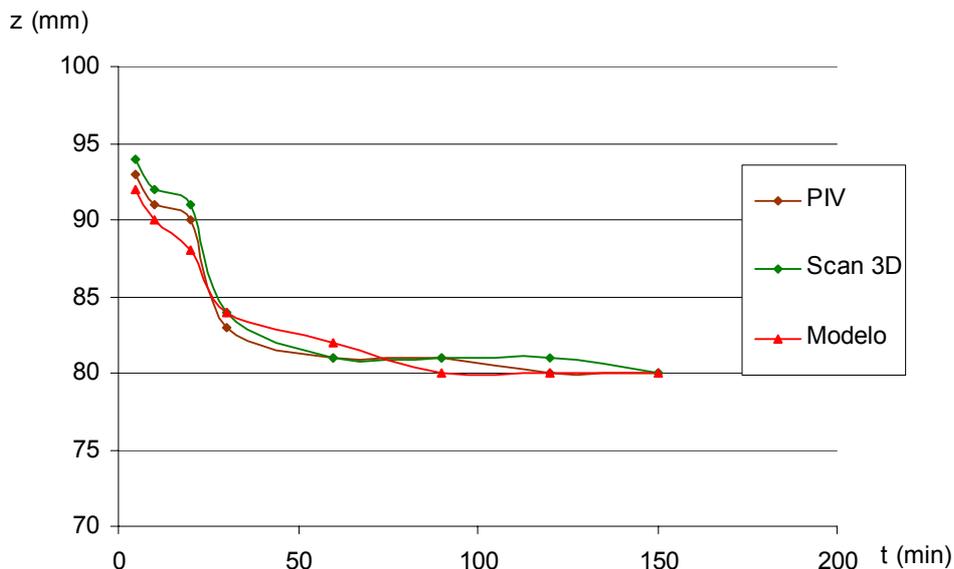
Figura 3. Perfil longitudinal de la evolución del fondo calculado (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y medido (métodos convencionales)

El buen comportamiento bidimensional del modelo queda demostrado analizando las secciones transversales del canal, en el que se refleja la erosión creciente producida en la parte central de dichas secciones. También se comprueba el correcto funcionamiento del modelo en régimen no permanente, reproduciendo los perfiles de fondo en distintos intervalos de tiempo.



*Figura 4. Elevación del fondo en una sección transversal del canal*

En la siguiente figura se representa la evolución del fondo registrada en el centro de una sección concreta (7.9) con el modelo numérico y la experimentación. Como se ve, el ajuste es más que aceptable.



*Figura 5. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y la experimentación. Ensayo de transporte de sedimentos en un vertedero con caudal de 30 litros/segundo. Sección 7.9 metros. Origen aguas arriba del canal*

Los resultados obtenidos en la comparación de las fórmulas de transporte sólido reflejan que todas las fórmulas de transporte de fondo y transporte total reproducen de forma correcta el perfil del lecho.

La expresión de Meyer-Peter&Müller es la que mejor ajusta los resultados experimentales, mientras que con la fórmula de Einstein&Brown se obtienen caudales sólidos menores, y por lo tanto elevaciones del fondo mayores a las registradas con la instrumentación.

En el caso de las fórmulas de transporte total se concluye que la precisión es mayor con la expresión de Engelund&Hansen. Los resultados generados con estas fórmulas son también considerados aceptables, especialmente en los últimos intervalos de tiempo, reproduciendo el perfil final de equilibrio del lecho cuando éste se produce.

En la tabla siguiente se exponen estos resultados correspondientes a un ensayo con caudal constante, perteneciente a la primera serie de la experimentación desarrollada.

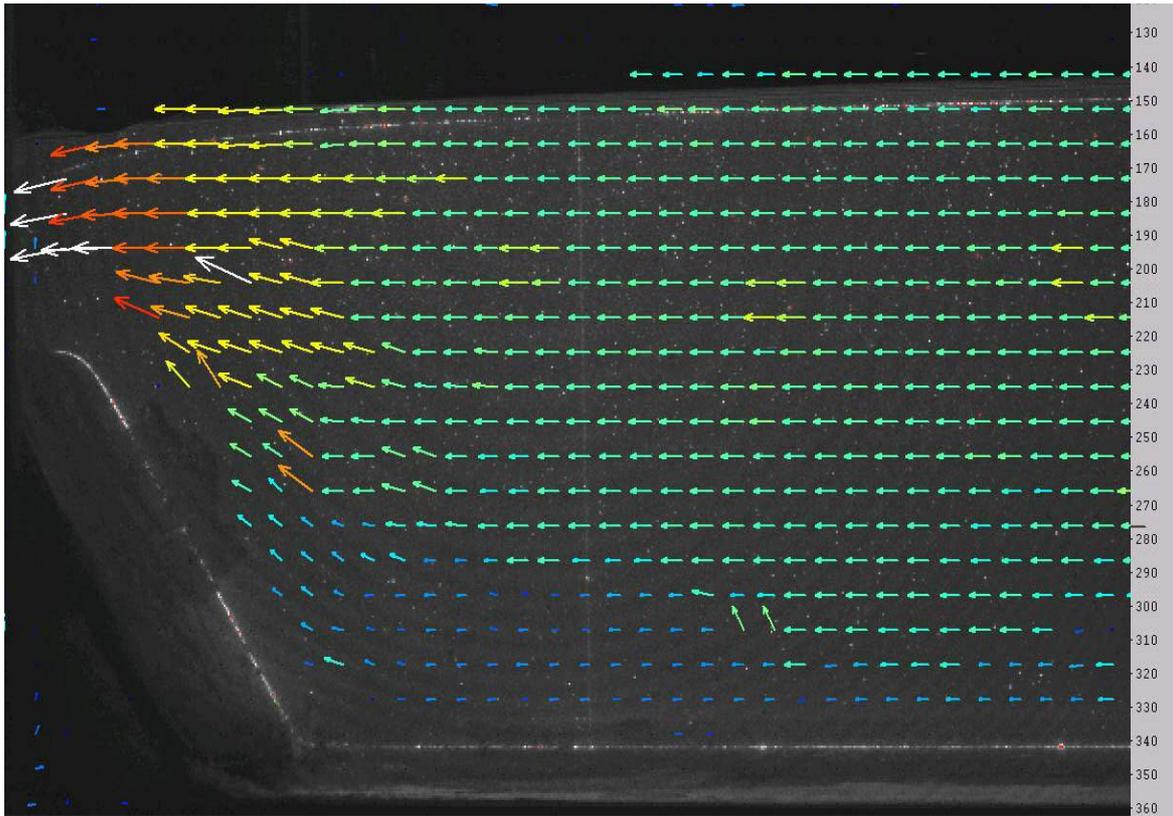
	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.226
Fórmula de Einstein&Brown	0.376
Fórmula de Nielsen	0.572
Fórmula de Van Rijn	0.679
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.253
Fórmula de Engelund&Hansen	0.392
Fórmula de Ackers&White	0.655
Scanner 3D	0.226

*Tabla 1. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV. Ensayo con caudal constante. T= 20 minutos*

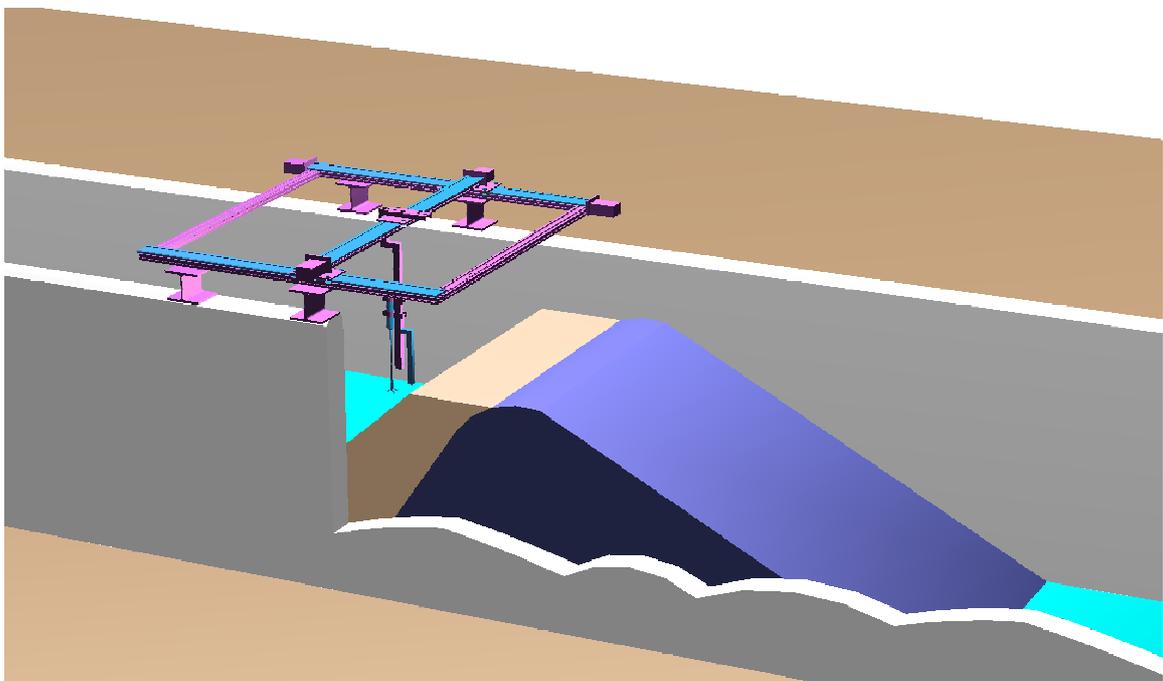
Por otro lado, cabe reflejar que el trabajo conjunto con PIV y Scanner 3D permitió también el análisis de las variables involucradas en el proceso, en régimen no permanente y en tiempo real. Los perfiles de velocidad registrados con PIV posibilitaron la determinación de la velocidad de corte y la tensión tangencial, determinando experimentalmente la evolución de estas variables.

Por último, la experimentación desarrollada en el segundo bloque de ensayos sirvió para demostrar la importancia del transporte de sedimentos en la evolución del campo de velocidades y la curva de gasto en un vertedero.

La fotografía y figura siguientes corresponden a los ensayos desarrollados en el segundo bloque de la experimentación, desarrollada en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, y en el CITEEC, respectivamente.



*Fotografía 2. Campo de velocidades obtenido con PIV en las inmediaciones del vertedero*



*Figura 6. Esquema del canal de ensayos, vertedero, capas de arena, bastidor robotizado e instrumentación empleada en el CITEEC*

## **5. FUTUROS DESARROLLOS**

Algunos de los trabajos que se podrían desarrollar en los ámbitos que propone esta Tesis Doctoral son:

- Presentación de un modelo numérico completo en tres dimensiones y con un planteamiento más global en el transporte de sedimentos: material granular y cohesivo, transporte en avenidas, etc.
- Aplicación de un modelo de turbulencia al modelo propuesto, avanzando en el análisis del transporte en suspensión. Aunque ya existen iniciativas en este sentido, falta un mayor desarrollo y aceptación de las mismas en el ámbito de la comunidad científica.
- Implementación de la medición láser de perfiles de fondo con el Scanner 3D en las tres direcciones del espacio, con caudales mayores y con la posibilidad de utilizar dicha instrumentación en el trabajo de campo.
- Desarrollo de la experimentación con la técnica PIV para la obtención del campo tridimensional de velocidades.

# 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este Capítulo se realiza un resumen histórico y temático de las distintas ramas científicas en las que incide esta Tesis Doctoral, recogiendo la evolución y aportaciones presentadas en cada una de ellas.

Un hecho que es importante resaltar es la diferente escala temporal que se sigue en este Capítulo, debido a que la aparición de las distintas materias analizadas se produjo en épocas lejanas entre sí. La investigación analítica en transporte de sedimentos tiene más de un siglo de antigüedad, y es difícil marcar el comienzo de los estudios morfológicos de los grandes ríos. Sólo se pueden fijar algunas fechas importantes, como pueden ser la aparición de las primeras fórmulas de transporte sólido. Por otro lado, la aparición de modelos numéricos aplicables a la Hidráulica podemos situarla en una etapa más reciente en el tiempo, en especial el desarrollo de herramientas que tratan de modelizar aspectos tan complejos como la turbulencia o las erosiones en pilas de puentes. Y aún más puede decirse de las tecnologías láser aplicadas a los estudios hidráulicos, donde la reciente utilización de los aparatos de medida de velocidades con la técnica PIV (Particle Image Velocimetry), abre un campo de posibilidades muy amplio en la instrumentación y validación de dichos modelos numéricos.

## 1.1 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS: HISTORIA Y EVOLUCIÓN

### 1.1.1 Comienzos históricos

Como quedó reflejado anteriormente, es muy difícil poner límites al estado del conocimiento relativo al transporte de sedimentos. Esta disciplina de la Hidráulica engloba numerosas áreas de trabajo, muchas de las cuales quedan fuera del alcance de esta Tesis Doctoral. Nos centraremos, evidentemente, en aquellas en las que se incide directamente y en las que se presentan aportaciones.

De forma general podemos decir que los estudios relativos al transporte de sedimentos analizan las variaciones morfológicas que se producen en ríos o canales a partir de una determinada hidrodinámica. Dichos estudios identifican las posibles zonas de erosión y sedimentación, evaluando las variaciones del fondo y los caudales sólidos producidos por el movimiento de los sedimentos. El horizonte temporal de estos trabajos provoca subdivisiones dentro de esta parte de la Hidráulica, presentándose estudios a corto, medio o largo plazo, y también estudios que analizan ríos con dinámicas morfológicas muy lentas, frente a otros que analizan el transporte en régimen de avenidas bajo fuertes episodios de lluvia.

El análisis histórico de la morfología fluvial, y otras disciplinas con aspectos en común, obliga a remontarse mucho en el tiempo para reflejar los primeros avances, en especial si incluimos los intentos de controlar las inundaciones que ya hace siglos se realizaban en Mesopotamia, Egipto, la antigua China o el

Imperio Romano. Centrándonos en la Era Moderna, existen citas históricas que hacen referencia a las ocupaciones de los gobernantes en lo referente a la Hidráulica fluvial, como puede ser el manual que escribió Erasmo de Róterdam en 1516 para el emperador Carlos V, titulado “Educación del príncipe cristiano” y del cual extraemos el siguiente párrafo, recogido por Martín Vide (1997):

“Con buenas leyes ha de salirse al paso de las malas costumbres, han de corregirse las leyes injustas, han de abolirse las malas, debe vigilarse por la integridad de los magistrados, castigando o reprimiendo a los corruptos. (...) Hay otras ocupaciones más pequeñas que éstas, pero dignas de un gran príncipe como recorrer las ciudades con intención de mejorarlas, fortificar las que estén poco seguras, adornarlas con edificios públicos como puentes, pórticos, templos, riberas y acueductos, limpiar los lugares insalubres cambiando los edificios o desecando zonas pantanosas, cambiar el curso de los ríos que causan inundaciones. Por el bienestar público dé entrada al mar o aléjelo de la población”

Y lo mismo podemos decir sobre lo reflejado por Nicolás Maquiavelo el mismo año de 1516 en su libro “El príncipe”. Las manifestaciones pictóricas de aquella época también hacen referencia a la creciente preocupación por la relación entre el urbanismo y la hidráulica fluvial, los efectos de las inundaciones, y las variaciones morfológicas de los ríos en relación a las obras y edificaciones que se iban construyendo.

Los primeros análisis teóricos en el campo del transporte de sedimentos incidieron en la búsqueda de valores límite de las velocidades, a partir de los cuales se producían variaciones del lecho en las cercanías de las estructuras existentes en los cauces fluviales. En este sentido, podemos citar a DuBuat (1734-1809) como uno de los primeros investigadores en analizar la velocidad media de erosión del fondo de un río. En la misma época comienza a plantearse la distinción entre transporte de fondo y transporte en suspensión, especialmente a partir de los trabajos de Hagen (1797-1884) o DuPuit (1804-1866), quienes aportaron descripciones cualitativas del movimiento de partículas en ambos casos. El investigador Brahms presentó en 1753 una expresión para obtener la velocidad crítica de un lecho de material granular, y algo después fue Tulla (1770-1828) quien publicó los primeros estudios sobre la dinámica fluvial del río Rhin.

### 1.1.2 Formulaciones del transporte sólido

Un punto de inflexión en el análisis del transporte de sedimentos lo constituyó la aparición de la tensión tangencial como factor predominante en los procesos de erosión. El conocimiento cada vez mayor de los perfiles de velocidades y sus variaciones en las secciones de un río, propició la aceptación de la tensión tangencial como elemento clave por delante del concepto de velocidad límite. El transporte de sedimentos granulares es a partir de entonces evaluado como la movilización de sedimentos que se produce cuando la tensión tangencial existente en un punto del cauce supera una determinada tensión tangencial crítica, representativa de cada tipo de sedimento. Aunque los estudios más conocidos en este sentido son los debidos a Shields (1936), como más

adelante se comentará, pertenece a DuBoys el mérito de presentar la primera fórmula empírica conocida para evaluar el transporte de fondo en ríos.

### 1.1.2.1 Ecuaciones basadas en la tensión tangencial

DuBoys (1847-1924) presentó el proceso del transporte de sedimentos de forma esquemática como el movimiento de partículas entre una serie de capas que deslizan unas sobre otras, de forma similar al de un fluido viscoso entre dos placas. La formulación refleja la capacidad de transporte basada en el exceso de la tensión tangencial existente sobre la crítica, definiendo esta tensión tangencial crítica como el valor a partir del cual se produce el transporte de partículas. Como se comentó antes, desde ese momento se abandona en cierta medida el análisis de las velocidades límite de erosión, para focalizar los estudios de transporte de sedimentos utilizando las tensiones tangenciales. De forma genérica la fórmula de DuBoys de 1879 responde a la siguiente expresión.

$$q_b = K \tau_b (\tau_b - \tau_c) \quad (1)$$

siendo:

- $q_b$ : caudal sólido de fondo
- $K$ : constante
- $\tau_b$ : tensión tangencial o cortante en el fondo
- $\tau_c$ : tensión tangencial crítica

Esta expresión de DuBoys aparece de varias formas en la literatura científica, en función de las variables que aparecen en su formulación. Una de ellas es la correspondiente a Julien (Julien, 1995) :

$$q_b = \frac{0.173}{d_i^{0.75}} \tau_b (\tau_b - 0.0125 - 0.019 \cdot d_i) \quad (2)$$

siendo:

- $d_i$  : diámetro de sedimento

Aunque como se ha dicho la fórmula data de 1879 y las hipótesis teóricas han sido fuertemente discutidas y hasta abandonadas (en particular ignora el transporte de sedimentos por saltación), algunas de las fórmulas de transporte sólido de fondo que han surgido desde entonces son modificaciones de la indicada anteriormente, en función de las características del estudio a realizar.

Desde entonces, los estudios de transporte de sedimentos fueron generalizándose y abarcando un número creciente de campos y temáticas relacionadas, por lo que es difícil hacer un repaso histórico de todas las contribuciones. Podemos citar los primeros modelos físicos de lecho móvil realizados por Fargue (1827-1910) en Francia o Reynolds (1892-1912) en Inglaterra. También aparecen los primeros ensayos de laboratorio de Engels (1854-1945) en Alemania, Gilbert (1843-1918) en Estados Unidos o los más conocidos de Prandtl en 1904, como se comentará en el Estado del Conocimiento de la parte instrumental de la Hidráulica. Los datos publicados por Gilbert en la publicación "Transportation of Debris by Running Water"

(1914), todavía son usados por los investigadores para calibrar las fórmulas de transporte sólido de fondo, y los datos empíricos correspondientes a canales de riego que dieron lugar a la formulación de la teoría del régimen, fueron obtenidos por Kennedy en la India ya en 1895.

Una formulación que también es interesante analizar es la debida a McDougal (1934), que propone un conjunto de expresiones deducidas a partir de ensayos sobre modelos reducidos realizados por Gilbert. Este investigador define un caudal líquido crítico que provoca el comienzo del movimiento, y por debajo del cual cesa el transporte de los materiales de un determinado diámetro. El caudal sólido queda así definido en función del exceso de caudal líquido sobre un cierto caudal líquido crítico. En 1962 Schoklitsch presentó otra formulación parecida que corregía a la anterior, cuyos resultados ofrecían caudales sólidos inferiores a los reales.

Volviendo a los aspectos teóricos del transporte de sedimentos y a los avances en las fórmulas que fueron apareciendo, es obligado citar a Shields y sus aportaciones datadas en 1936 como otro de los puntos de inflexión más importantes. Sin duda alguna su mayor contribución hace referencia a las relaciones de las tensiones tangenciales críticas y las condiciones de inicio del movimiento, en función del diámetro medio de las partículas y otras variables. Especialmente importante fue la introducción del análisis dimensional, presentando la tensión tangencial adimensional de la siguiente forma:

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma)d_i} = f\left(\frac{u_* \cdot d_i}{\nu}\right) \quad (3)$$

siendo:

- $\tau_b^*$  : tensión tangencial adimensional
- $\gamma_s$ : peso específico de sedimento
- $\gamma$ : peso específico de agua
- $u_*$ : velocidad de corte
- $\nu$ : viscosidad cinemática ( $\nu = \mu/\rho$ )
- $\mu$ : viscosidad dinámica
- $\rho$ : densidad de fluido

Este parámetro relaciona la fuerza con la que el agua tiende a arrastrar el sedimento (en el numerador), con una componente de resistencia a dicho movimiento relacionada con el peso específico sumergido y el diámetro de sedimento (en el denominador).

La segunda parte de la fórmula anterior contiene la velocidad de corte, parámetro relacionado con la tensión tangencial en el fondo a través de la siguiente expresión:

$$\tau_b = \rho \cdot u_*^2 \quad (4)$$

La introducción de la velocidad de corte permite definir el denominado número de Reynolds granular.

$$Re_* = \frac{u_* \cdot d_i}{\nu} \quad (5)$$

- $Re_*$ : número de Reynolds granular

En el umbral del comienzo del movimiento, cuando la tensión tangencial existente iguala a la crítica, también se puede expresar esta tensión tangencial crítica a través del correspondiente parámetro adimensional.

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d_i} \quad (6)$$

siendo:

- $\tau_c^*$ : tensión tangencial crítica adimensional

Análogamente se define el diámetro adimensional mediante la siguiente expresión:

$$d_* = d_{50} \left[ \frac{(G-1)g}{\nu^2} \right]^{(1/3)} \quad (7)$$

siendo:

- $d_*$ : diámetro adimensional
- $G$ : densidad relativa de sedimento y fluido
- $g$ : aceleración de la gravedad

El análisis teórico anterior fue el precedente de la aparición del conocido ábaco o diagrama de Shields, que permitió a partir de entonces conocer de una forma fácil el umbral del movimiento para los sedimentos granulares. Este ábaco ha sido presentado de varias formas, incluyendo aquí dos de ellas.

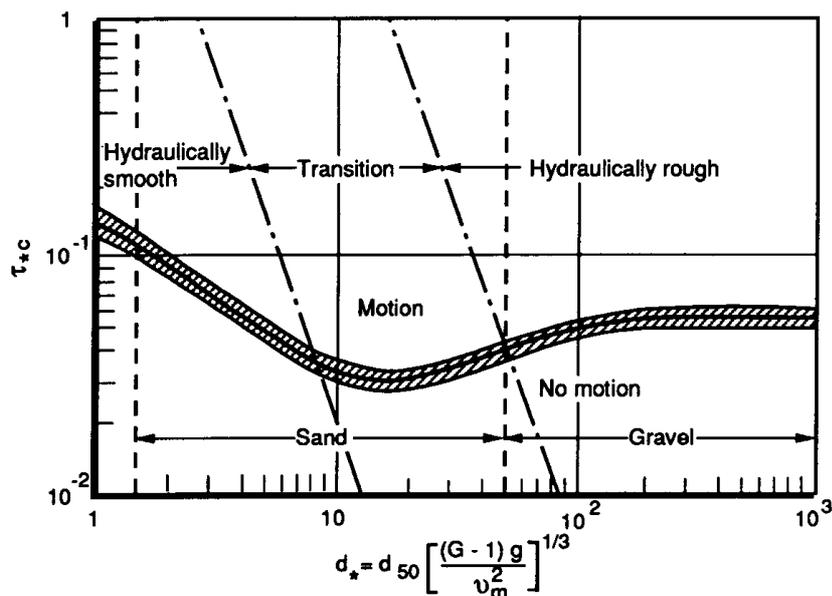


Figura 1.1. Diagrama de Shields de movimiento del sedimento. Diámetro adimensional (abcisas) y tensión tangencial crítica adimensional (ordenadas) (Julien, 1995)

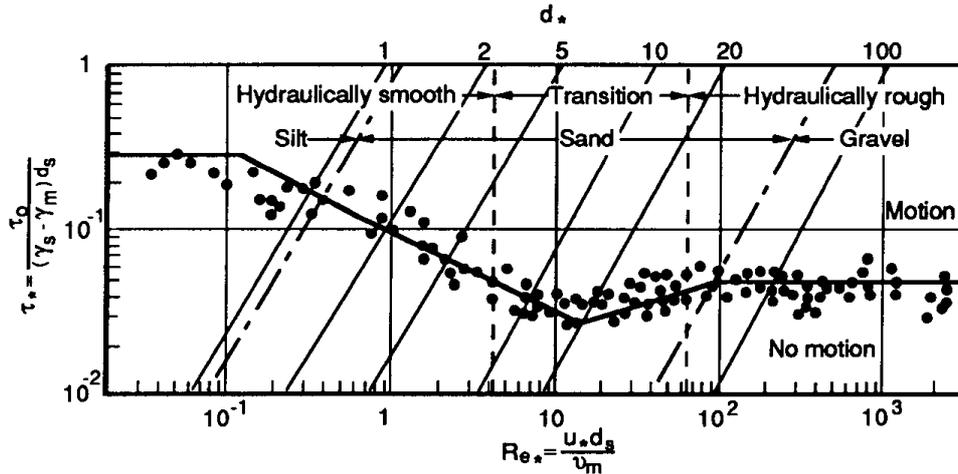


Figura 1.2. Diagrama de Shields de comienzo del movimiento. Número de Reynolds granular (abscisas) y tensión tangencial adimensional (ordenadas) (Julien, 1995)

El ábaco de Shields es una referencia indiscutible en la hidráulica fluvial, aunque las aportaciones de este investigador también incluyen la presentación de una fórmula del transporte de fondo, que es en realidad una modificación de la ecuación de DuBoys. Esta fórmula fue validada con una gran variedad de pesos específicos de sedimento, y es presentada de la siguiente forma (Raudkivi, 1998):

$$q_b = \frac{10 \cdot q \cdot S_0 \cdot \rho (\tau_b - \tau_c)}{\rho_s (\gamma_s - \gamma) d_i} \quad (8)$$

siendo:

- $q$ : caudal líquido por unidad de ancho
- $S_0$ : pendiente geométrica del tramo analizado
- $\rho_s$ : densidad de sedimento

También es obligado detenerse en este punto por la aparición en 1925 de la ecuación de continuidad del sedimento debida a Exner (Exner, 1925), implementada en la inmensa mayoría de los modelos numéricos relativos al transporte de sedimentos, y que también se analizará en el siguiente Capítulo.

Dentro de este repaso histórico, una última ecuación que apareció en aquellos años pero con una amplia aplicación en la actualidad, y que basa la capacidad de transporte en la diferencia entre la tensión tangencial existente y la tensión tangencial crítica, es la correspondiente a Meyer-Peter y Müller (1948). La novedad más importante que introduce es que solo una parte de la tensión tangencial es responsable del transporte de sedimentos (tensión tangencial efectiva), empleándose el resto en vencer la resistencia del contorno por el efecto de la rugosidad del grano y la forma del sedimento.

La fórmula original fue reducida por Chien en 1956 a otra más simple, que es la que se expone a continuación:

$$\frac{q_b}{\sqrt{(G-1)gd_i^3}} = 8(\tau_b^* - \tau_c^*)^{1.5} \quad (9)$$

Aunque más adelante se realiza una discusión sobre todas estas fórmulas, podemos avanzar aquí que esta expresión es aplicable en ríos o canales con pendientes máximas del 2%, y tamaños medios de sedimento hasta 29 milímetros. Los resultados ofrecen valores del caudal sólido de fondo por exceso en cauces naturales, como corresponde a su procedencia de un canal de ensayos.

Otro campo en el que se comenzó a investigar desde un principio en el ámbito del transporte de sedimentos, fue en los estudios relativos a los ángulos de reposo de las partículas en función de su forma y diámetro. Sin embargo, es a mediados del siglo XX cuando se presentan los trabajos más importantes, como por ejemplo los gráficos relativos a Simons (1957), en los que se resumen los valores de los ángulos de inclinación a partir de los cuales comienza el movimiento de una partícula (Julien, 1995).

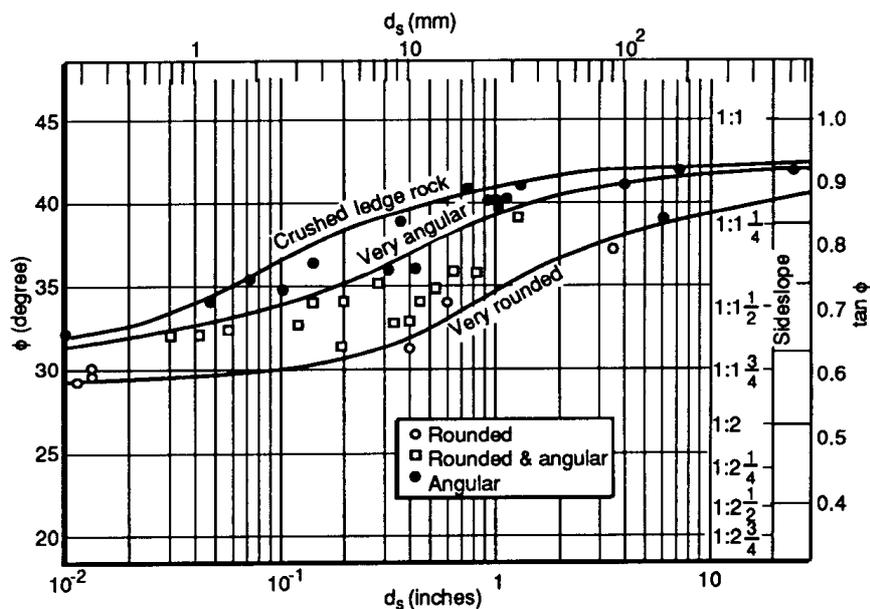


Figura 1.3. Ángulo de reposo de sedimento granular (ordenadas) frente al diámetro medio de sedimento (abcisas), (Julien, 1995)

En el estudio del equilibrio de varios sedimentos dispuestos conjuntamente, el análisis de los ángulos de reposo varía lógicamente en función de la disposición de los mismos. Algunas fórmulas que encontramos en la bibliografía reciente (Julien, 1995) hacen referencia, por ejemplo, al ángulo de reposo de una esfera de diámetro  $d_2$  colocada encima de cuatro esferas de diámetro  $d_1$ .

$$\tan \theta_s = \frac{d_1}{\sqrt{(d_1 + d_2)^2 - 2d_1^2}} \quad (10)$$

siendo:

- $\theta_s$ : ángulo de reposo

### 1.1.2.2 Ecuaciones basadas en conceptos probabilísticos

En los años anteriores y posteriores al intervalo de tiempo en el que nos hemos detenido, mitad del siglo XX, aparecen nuevas aproximaciones al estudio de los caudales sólidos. El análisis que se venía haciendo hasta ese momento, es decir, calcular la capacidad de transporte como diferencia entre tensión tangencial existente y crítica, es sustituido por otros criterios para explicar el fenómeno del transporte de sedimentos. Aparecen así las fórmulas de obtención del transporte sólido a través de conceptos probabilísticos, representando el mayor exponente de estos avances los trabajos presentados por Einstein en 1950.

Einstein introduce la idea de que los granos se mueven proporcionalmente a su tamaño, definiendo un espesor de la capa de fondo igual a dos veces el diámetro de la partícula, y empleando conceptos probabilísticos para formular una relación del caudal de sedimento movilizado por el fondo. El planteamiento de Einstein supone una ruptura en este sentido porque prescinde de un determinado valor crítico para el comienzo del movimiento, considerando que su determinación es difícil y sujeta a una serie de dudosos parámetros e hipótesis.

Este nuevo análisis basa su razonamiento en que el transporte de sedimentos está más relacionado con las fluctuaciones de la velocidad que con su valor medio, de tal forma que el posible comienzo y final del movimiento de una partícula ha de ser expresado en términos de probabilidad. Para Einstein existe un intercambio constante e intensivo de sedimentos en el lecho y fuera de él, y el desplazamiento medio de una partícula parece ser independiente de las condiciones de circulación del agua, de la cuantía del transporte y de la composición del fondo, por lo que ha de ser siempre el mismo. Por lo tanto, las modificaciones que se producen en los caudales sólidos se manifiestan cuando varía el tiempo entre dos desplazamientos sucesivos y el espesor de la capa en movimiento.

La formulación de Einstein de 1942 relaciona la cuantía del transporte de fondo con las condiciones hidrodinámicas del flujo y las características de los materiales del lecho. De esta forma, define un parámetro de transporte y otro de fricción de la siguiente forma:

Parámetro de transporte:

$$\phi_E = \frac{q_b}{\gamma_s} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{1}{g \cdot d_{35}^3}} \quad (11)$$

siendo:

- $d_{35}$ : diámetro de sedimento tal que el 35% del peso de la muestra es menor que dicho diámetro

Parámetro de fricción:

$$\phi_E = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{d_{35}}{S_0} \quad (12)$$

El ajuste que obtuvo Einstein para determinar el caudal sólido fue:

$$\ln(0.465\phi_E) = -391 \cdot \phi_E \quad (\text{si } \phi_E < 0.4) \quad (13)$$

Años después, concretamente en 1950, Einstein y Brown presentan versiones modificadas de la fórmula anterior introduciendo el concepto de transporte por fracciones del tamaño de sedimento, obteniendo un nuevo parámetro de transporte para cada fracción. También implementaron, entre otras novedades, un parámetro de ocultación de las partículas finas entre las más gruesas relacionado con el parámetro de fricción.

Einstein también contribuyó de forma decisiva a la obtención de fórmulas de transporte en suspensión, y, por lo tanto, del transporte total. La formulación más general de la fórmula de Einstein&Brown de 1950 es la correspondiente a la siguiente expresión:

$$q_t = q_b \left( 1 + I_1 \ln \left( \frac{30h}{d_i} \right) + I_2 \right) \quad (14)$$

siendo:

- $q_t$ : caudal sólido total
- $I_1, I_2$ : Integrales de Einstein
- $h$ : calado

Los coeficientes correctores e integrales comentados se plantearon a efectos prácticos a través de ábacos, y la relación entre los parámetros de transporte y fricción también se expresa gráficamente.

Uno de los aspectos más importantes de esta formulación es la determinación de un radio hidráulico modificado, que debe hacerse a partir del caudal líquido, separando dicho radio hidráulico total (o la tensión tangencial) en dos términos, y recurriendo a un método iterativo de prueba y error hasta llegar a la solución. Estos detalles han provocado que la fórmula de Einstein sea difícil de implementar en modelos numéricos con transporte de sedimentos.

### 1.1.2.3 Ecuaciones basadas en conceptos energéticos

El último bloque de ecuaciones que se detalla aquí y que también surge a mediados del siglo XX, es el relativo a las ecuaciones que relacionan el caudal

sólido total con aspectos referentes a la energía intercambiada en el proceso. Las primeras formulaciones pertenecen a Bagnold (1966), que separa claramente el transporte total como suma de transporte de fondo y transporte en suspensión. Bagnold propone que se producirá movimiento de la partícula si la fuerza actuante en ese punto es mayor que la resistencia ofrecida, definiendo un factor energético de eficiencia que representa el hecho de que sólo una parte de la energía es la empleada para dicho movimiento. El transporte en suspensión queda en función de la energía restante.

El problema fundamental de la fórmula de Bagnold, y que en buena parte es general a las expresiones de transporte de fondo y en suspensión, consiste en obtener de forma precisa los distintos coeficientes que aparecen en dichas fórmulas. Bagnold introduce el concepto de velocidad de caída  $w_s$  del sedimento, relacionada en una gráfica con la tensión tangencial adimensional existente.

Posteriormente han ido apareciendo otras formulaciones, algunas de las cuales son correcciones de las originalmente propuestas por sus autores y que han sido ajustadas para nuevas condiciones experimentales. Dos expresiones muy conocidas son las presentadas por Englund&Hansen (1967) y Ackers&White (1973), utilizadas en numerosos estudios e investigaciones sobre ríos, y que serán detalladas en el siguiente Capítulo. Algunos trabajos más recientes en el análisis y propuesta de nuevas relaciones empíricas corresponden a Van Rijn (1984) o García&Parker (1991).

### 1.1.3 Aplicación de las fórmulas del transporte sólido

Antes de continuar con otros ámbitos científicos de este Capítulo es obligatorio hacer una revisión de las fórmulas antes presentadas, y la aplicación que se hace en esta Tesis Doctoral de las mismas.

Como se ha comentado previamente, los avances en la propuesta de las expresiones de los caudales sólidos fueron aparejados a las experimentaciones realizadas en su validación. Aunque con posterioridad se hicieron correcciones ampliando los intervalos de aplicación de dichas fórmulas, lo cierto es que uno de los problemas globales del transporte de sedimentos ha sido y sigue siendo precisamente su falta de universalidad.

En los últimos años han aparecido publicaciones y artículos realizando comparaciones de las formulaciones existentes para establecer los rangos de aplicación óptimos de las mismas. Los más importantes corresponden a Yang&Wan (1991), Gómez&Church (1989) y Williams&Julien (1989). También existen otros libros y publicaciones que figuran en las referencias de esta Tesis Doctoral, en los que se recogen distintas recomendaciones al respecto. Aunque algunas fórmulas que se mencionan a continuación serán desarrolladas en el siguiente Capítulo, realizamos aquí un análisis cualitativo de las implementadas en el modelo numérico propuesto.

En resumen, podemos decir que la fórmula de Einstein es posiblemente la más usada, a pesar de la complejidad del cálculo de la misma y algunas dudas

existentes sobre los coeficientes empleados. También es muy referenciada la metodología de cálculo del transporte total de Ackers&White, que usualmente ofrece valores altos del transporte para arenas finas, y valores bajos para arenas gruesas. Otra particularidad de esta fórmula es que representa de forma precisa los resultados experimentales obtenidos en ensayos de laboratorio, pero no así los valores obtenidos en medidas realizadas en el campo. En este sentido, la fórmula de cálculo del transporte total de Engelund&Hansen es, según algunos investigadores, la expresión que mejor reproduce los resultados empíricos con los que se compara, tanto en un caso como en el otro (García, 2000).

En el ámbito del transporte de fondo, la conocida fórmula de Meyer-Peter&Müller ofrece mayor precisión que la expresión equivalente de Einstein con caudales sólidos bajos, y viceversa, como puede consultarse en el trabajo realizado por Chien (1998). Los resultados de Meyer-Peter&Müller y Engelund son muy similares para esta tipología de transporte, excepto para episodios fuertes de arrastre de material, y algo similar puede decirse respecto a la relación empírica propuesta por Ackers&White. Esta fórmula, como ya se indicó antes, ofrece caudales sólidos demasiado altos en las primeras etapas de comienzo del movimiento. Un aspecto común a todas las formulaciones es la fuerte variación de los resultados en este último caso, debido al exponente que acompaña a la diferencia entre tensión tangencial existente y crítica, y que evidentemente condiciona el ajuste entre valores numéricos y experimentales.

Otra consideración importante hace referencia a que, en general, la capacidad de transporte calculada por fracciones del tamaño de grano excede a los cálculos basados en el tamaño medio. De todas formas, hay unanimidad en la comunidad científica internacional al afirmar que todas las formulaciones pueden tener variaciones de varios órdenes de magnitud entre sí, y más aún si no son aplicadas correctamente.

#### 1.1.4 Fórmulas implementadas en el modelo numérico

La implementación de las formulaciones del transporte de sedimentos en esta Tesis Doctoral se detalla a continuación. Por un lado, la presentación de un modelo numérico bidimensional que incluye siete de estas fórmulas permite realizar con ellas numerosos cálculos morfológicos en situaciones distintas. Por otro lado, la realización de experimentos de laboratorio y la comparación con otros programas similares para validar dicho modelo, proporciona resultados con los que poder analizar las fórmulas introducidas.

Por lo tanto, se aporta un material para profundizar en el estudio comparativo de estas formulaciones de transporte de fondo y transporte total de sedimentos. Un aspecto que consideramos interesante es la utilización, tanto de expresiones universalmente aceptadas y validadas, como de otras más recientes y menos conocidas en este ámbito. De esta forma, la introducción de las fórmulas de Engelund&Hansen, Meyer-Peter&Müller, Ackers&White y Einstein&Brown podríamos decir que es obligado, dada su universalidad en los estudios de transporte de sedimentos granulares. Además, se han implementado relaciones de reciente aparición como la expresión de Nielsen

(1992), y otras menos utilizadas como las de Van Rijn (1993) o Fernández-Luque&van Beek (1976).

Otro aspecto derivado de la experimentación, pero de importancia en las aportaciones que hacen referencia a estas fórmulas de caudales sólidos, es el hecho de poder expresar la tensión tangencial de fondo o la velocidad de corte a través de las mediciones del vector velocidad, de forma que pueden analizarse las variaciones de los caudales sólidos obtenidos con el modelo numérico y con dicha experimentación.

Hasta aquí se ha realizado un repaso histórico y del conocimiento del transporte de sedimentos, con especial énfasis en las formulaciones del transporte sólido, uno de los campos más importantes en esta parte de la Hidráulica. En los siguientes apartados se realiza un recorrido idéntico en la aplicación de los modelos numéricos y la instrumentación en la morfología fluvial, otros dos campos fundamentales de esta disciplina científica, y en los que también incide de forma directa esta Tesis Doctoral.

## **1.2 APROXIMACIONES NUMÉRICAS AL CÁLCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS**

En esta parte del Estado del Conocimiento se pretende realizar un breve repaso a la aplicación de los modelos numéricos en el transporte de sedimentos, disciplina científica que surge en paralelo al desarrollo de dichos modelos en otras ramas de la Hidráulica. No se pretende desarrollar aquí un análisis de los diferentes métodos numéricos existentes, y se mencionarán como ejemplo sólo algunos programas de uso muy difundido.

En general, estas herramientas numéricas pueden separarse en este campo de trabajo en dos tipologías fundamentales. Los modelos denominados iniciales o de transporte de sedimentos, pensados para escalas temporales pequeñas, que calculan las variaciones del fondo y el transporte sólido en un solo ciclo más o menos corto. Por otro lado están los modelos denominados morfológicos o dinámicos, aplicables para estudios a medio y largo plazo, que permiten volver a calcular la hidráulica una vez evaluado el transporte de sedimentos, en una secuencia continua de iteraciones hidrodinámicas y morfológicas con un horizonte temporal más amplio.

La división de los modelos numéricos que se sigue en este Capítulo se hace sin embargo según el número de dimensiones consideradas en el estudio. Para todos ellos aparecen previamente una serie de condicionantes fundamentales en la elección de un modelo concreto. En primer lugar dicha elección depende enormemente del tipo y escala del problema estudiado (variaciones naturales propias del río, análisis del efecto de una intervención realizada en el cauce, etc.). Otro factor fundamental es la disponibilidad de datos como el régimen de caudales o la composición del material del fondo, así como la calidad de dichos datos. Además, sobre los parámetros más relevantes (diámetro de la partícula, velocidad de caída, rugosidad del fondo y caudales sólidos) es importante conocer la evolución de los mismos, para poder evaluar su efecto en los

resultados morfológicos del modelo numérico (los denominados cálculos de sensibilidad).

Una parte fundamental del uso de los modelos es la correcta interpretación de los resultados. La falta de soluciones analíticas en unos casos y de resultados empíricos de referencia en otros, aparecen como algunas de las limitaciones fundamentales de los modelos numéricos.

### 1.2.1 Modelos numéricos hidrodinámicos

Aunque esta parte del Estado del Conocimiento se centre más en el campo del transporte de sedimentos, se presenta también aquí una pequeña revisión de los modelos numéricos que determinan las variables hidrodinámicas, calado y velocidad, y que es necesario conocer de forma previa a los cálculos morfológicos.

#### 1.2.1.1 Modelos hidrodinámicos unidimensionales

Los modelos más simples con los que iniciar este repaso son los modelos unidimensionales. Los modelos 1D se suelen emplear en ríos donde no existen variaciones importantes en el trazado o cuando no se necesitan o no se desean conocer los flujos secundarios existentes. La ventaja de estos modelos es una simplificación importante en diversas partes de la integración de las ecuaciones fundamentales.

Posiblemente los dos modelos más contrastados en este campo sean los conocidos HEC-RAS (HEC-RAS, 2001) y MIKE11 (DHI Software, 2001). El HEC-RAS (Hydrological Engineering Centre – River Analysis System), dependiente del US Army Corps of Engineers, es el resultado de las sucesivas mejoras del antiguo HEC-2. Esta herramienta ha ido recibiendo las distintas aportaciones de sus programadores desde hace varios años, hasta convertir a este modelo en una referencia para toda la comunidad científica internacional. Su utilización es amplia en la realización de todo tipo de estudios hidráulicos, especialmente cuando se desea conocer el perfil de la superficie libre de agua y la velocidad media en un río o canal. Las recientes aportaciones introducidas al HEC-RAS (versión 3.0.1, marzo de 2001), en especial el cálculo en régimen no permanente, han aumentado aún más las potencialidades de este programa.

El también conocido y aceptado MIKE11 es la herramienta del grupo DHI Software para el cálculo de la hidráulica unidimensional, aunque en este caso y a diferencia del HEC-RAS, contiene en el mismo programa otras subrutinas de análisis de otros procesos asociados como el transporte de sedimentos, régimen de avenidas, calidad de las aguas, etc. Un análisis más detallado de estos programas se realiza en el Capítulo 4 de esta Tesis Doctoral.

#### 1.2.1.2 Modelos hidrodinámicos bidimensionales

Los modelos bidimensionales pueden separarse en lo que se conoce como modelos 2D en la vertical (2DV), que son usados cuando el flujo es uniforme en

una dirección horizontal, pero con variaciones significativas en relación a la altura, y modelos 2D promediados en el calado (2DH), que se usan en situaciones donde no hay variaciones en la vertical y la densidad del fluido es constante.

Quizás uno de los modelos 2DH más aceptados lo constituya el conjunto de subrutinas asociadas a este campo del paquete SMS de la Brigham Young University (1999). En concreto el modelo RMA2 de dicho programa evalúa la hidrodinámica en planta, representando una de las herramientas de cálculo más conocidas por la comunidad internacional. Algunos detalles más específicos del RMA2 serán explicados en el Capítulo 4.

Otro modelo conocido en este ámbito es el programa TRISULA de Delft Hydraulics (1991), y de nuevo es obligado mencionar el programa correspondiente de DHI Software para este caso, el MIKE21, analizado también en detalle en el Capítulo 4. Este último modelo determina la superficie del agua en dos dimensiones, y también tiene en cuenta el transporte de sedimentos y otros procesos asociados como la calidad de las aguas.

En estos modelos es frecuente recurrir a un modelo de turbulencia de dos ecuaciones del tipo  $k-\varepsilon$ , basado en la energía cinética turbulenta  $k$  y su factor de disipación  $\varepsilon$ .

Los modelos 2DV analizan las velocidades longitudinal y vertical de una determinada sección, asumiendo régimen uniforme en la dirección lateral del flujo. La modelización de los esfuerzos de Reynolds puede llevarse a cabo a través de una aproximación de primer orden aplicando el concepto de viscosidad de remolino, o de segundo orden mediante un modelo  $k-\varepsilon$  como fue indicado anteriormente (Rodi, 1980).

En los últimos años han sido desarrollados numerosos modelos 2DV en el campo de la Hidráulica Fluvial (Alfrink, 1983). Sin embargo, en este ámbito de trabajo existe un volumen mayor de información en la literatura asociada a los procesos existentes en estuarios, lagos, etc., como el perteneciente a Liu&Losada (2000).

### 1.2.1.3 Modelos hidrodinámicos tridimensionales

Los modelos más generales que se pueden plantear en este campo son evidentemente los modelos tridimensionales. Los procesos se describen en términos de balances de flujos de agua, momento, energía y turbulencias. Suele recurrirse a la viscosidad de remolino y a relaciones empíricas para relacionar los gradientes de velocidad con las tensiones tangenciales. La utilización de los modelos 3D es prácticamente obligada cuando se dan variaciones en la vertical en estuarios, lagos, o en la determinación precisa de las velocidades en las cercanías de estructuras.

Si el calado es pequeño comparado con la escala horizontal, es frecuente despreciar las aceleraciones verticales resultando una distribución de presiones hidrostática, lo que conduce a las ecuaciones de aguas someras. Esta

simplificación no se puede asumir en el caso de súbitos e importantes cambios en la topografía del fondo o con variaciones de la densidad.

En el terreno de los modelos hidrodinámicos en tres dimensiones es muy difícil encontrar un programa de referencia universalmente aceptado. El trabajo de los investigadores tiene aún mucho campo por delante en este ámbito, y puede hablarse de algunos programas comerciales, como por ejemplo el SSIIM o el MIKE3. El programa SSIIM del Grupo Sintef (Olsen, 1994) integra las ecuaciones de Navier-Stokes en tres dimensiones, presenta un modelo de turbulencia  $k-\varepsilon$  y calcula el transporte de sedimentos. El MIKE3 reproduce la hidrodinámica en tres dimensiones en estuarios y zonas costeras, así como fenómenos asociados incluyendo variaciones de salinidad y temperatura.

Otro conjunto de modelos que también desarrollan el cálculo hidrodinámico tridimensional, entre otras aplicaciones, son los incluidos en el Sistema de Modelado Costero (SMC) desarrollado por el Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas (G.I.O.C.) de la Universidad de Cantabria. ([www.smc.unicam.es](http://www.smc.unicam.es), G.I.O.C. (2001)). Este programa permite analizar la evolución hidrodinámica y morfológica en el campo de la ingeniería de costas, tanto a corto plazo como a largo plazo, a través de varios modelos numéricos integrados en el sistema.

En particular, el modelo integral Mopla (Morfodinámica de playas) permite analizar la propagación del oleaje, las magnitudes de las corrientes en las playas y la evolución morfodinámica a corto plazo, utilizando respectivamente los modelos Oluca, Copla y Eros. El modelo Copla resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes integradas en la vertical y promediadas en el período del oleaje.

### 1.2.2 Modelos numéricos con transporte de sedimentos

En este apartado nos centraremos en la existencia y tipología de programas de cálculo del transporte de sedimentos y análisis de la morfología fluvial. Aunque el desarrollo de esta tipología de modelos no ha alcanzado el mismo nivel de aceptación que los hidrodinámicos, sí es cierto que el esfuerzo de distintos centros de investigación ha representado avances considerables en la presentación de códigos útiles en buena parte de estudios morfológicos.

En general estos modelos varían fuertemente con el número de dimensiones analizadas, que a su vez se relaciona de forma directa con la escala temporal del proceso analizado. Puede enunciarse que los modelos unidimensionales y bidimensionales en planta son los que pueden alcanzar mayor exactitud, ya que la hidrodinámica se puede conocer con más precisión, y el transporte de fondo puede evaluarse con las expresiones empíricas ya comentadas.

El modelo se ajusta así de forma instantánea a las nuevas condiciones hidráulicas, conformando los denominados modelos tipo caja. Estos modelos suelen utilizarse en estudios a medio o largo plazo de procesos de erosión y sedimentación en ríos o estuarios, aplicando las ecuaciones de aguas someras en la determinación de la hidrodinámica.

Por el contrario, en los modelos en los que interviene el transporte en suspensión se deben tener en cuenta las variaciones en los procesos advectivos-difusivos propios de este tipo de transporte, lo que provoca que la adaptación a las nuevas condiciones hidráulicas se vea afectada por un cierto retraso. Estos modelos se proponen para estudios a corto plazo y dominios pequeños, como por ejemplo el transporte de sedimentos en zonas cercanas a estructuras o puertos.

Al igual que se hizo en el Capítulo anterior, el análisis de los modelos numéricos en el campo del transporte de sedimentos se realiza en función del número de dimensiones analizadas.

### 1.2.2.1 Modelos de transporte de sedimentos unidimensionales

Los modelos numéricos en una dimensión, como ya se comentó anteriormente, son utilizados en ríos y estuarios en estudios a medio o largo plazo. El transporte de sedimentos es representado por las fórmulas empíricas conocidas en función de las condiciones hidráulicas y las propiedades del sedimento.

En 1975, De Vries presenta soluciones analíticas para simular variaciones morfológicas en ríos para algunos casos particulares, y poco después se obtienen resultados en dominios con distribuciones no homogéneas del tamaño de sedimento, como los aportados por Thomas en 1982 o Armanini en 1988. Algunos modelos conocidos en ríos son los debidos a Galappatti (Galappatti y Vreugdehnil, 1985), y en zonas costeras los presentados por De Vries y Bailard (1988) o Groenendijk y Roelvink (1992), con cálculos de la evolución de la costa holandesa de hasta 8 años de duración.

Posiblemente en este campo el modelo más conocido y aceptado sea el programa HEC-6, que pertenece al paquete de programas desarrollados por el Hydrological Engineering Centre del US Army Corps of Engineers. Este modelo todavía debe ejecutarse en entorno MS-DOS, aunque la previsión es que se incorpore al programa HEC-RAS próximamente. El programa, como todos sus hermanos en el campo de la modelización, y más en el campo del transporte de sedimentos, tiene ventajas e inconvenientes frente a los demás.

La principal ventaja de este modelo es el acoplamiento con el programa HEC-RAS, de tal forma que puede obtenerse las variaciones del fondo y los volúmenes de erosión y sedimentación en el mismo dominio que el utilizado en el cálculo de las variables hidráulicas. De esta forma, el programa HEC-6 puede ser una buena herramienta para las estimaciones cualitativas de las tendencias morfológicas de un río. Otra característica interesante es la posibilidad de ejecutarlo con granulometría variable, de tal forma que puede evaluarse y analizarse el acorazamiento.

Los inconvenientes del programa HEC-6 representan en realidad las limitaciones de realizar un cálculo unidimensional del transporte de sedimentos. No se analizan los efectos de erosión y sedimentación en curvas o en las

cercanías de estructuras, y los resultados deben ser tomados siempre como estimaciones cualitativas.

### 1.2.2.2 Modelos de transporte de sedimentos bidimensionales en planta (2DH)

Esta tipología de códigos generalmente utilizan un bloque de resolución de las ecuaciones hidráulicas integradas en el calado, y otro bloque para calcular el transporte de sedimentos. En este punto es interesante plantear las diferencias existentes entre unos modelos y otros en función del tamaño de grano. Para sedimentos con diámetro medio superior a  $300\ \mu\text{m}$  (0.3 milímetros), el transporte sólido es analizado a través de las ecuaciones empíricas que se detallaron en el apartado anterior 1.1. Se puede enunciar de forma general que, para estos materiales granulares, el análisis de las tensiones tangenciales críticas no tiene ninguna componente de fuerzas de cohesión, despreciando dicho efecto.

El planteamiento de estos modelos cuando el sedimento tiene un diámetro medio menor de  $300\ \mu\text{m}$  es sensiblemente diferente, ya que la componente de cohesión de los materiales cohesivos pasa a representar un papel fundamental en la comprensión del fenómeno. En estos casos se hace necesario además conocer la distribución vertical de los perfiles de concentración y velocidades, con el fin de poder evaluar con mayor precisión el transporte en suspensión.

Desde un punto de vista histórico, las primeras aproximaciones son las presentadas por Krone (1962) y Partheniades (1965), que darían lugar poco después a la aparición del SED2D-SMS, es decir, el bloque relativo al transporte de sedimentos del programa SMS, de la Brigham Young University. Este programa, referencia fundamental en el campo hidráulico como ya se comentó previamente, ha ido actualizando e implementando nuevas subrutinas y ámbitos científicos de aplicación. Un análisis más detallado y técnico de este programa se realiza en el Capítulo 4.

En las dos últimas décadas se generaliza la aparición y desarrollo de estos modelos, entre los que podemos citar el presentado por Struiksmá (Struiksmá, 1984), que analiza la evolución del fondo de la curva de un río utilizando la fórmula de transporte de sedimentos de Engelund y Hansen, incluyendo los efectos de la pendiente y efectos del flujo secundario. Otros modelos similares aplicados son los relativos a Andersen (1988) aplicado a zonas costeras, y Roelvink (1992) que evalúa el transporte de sedimentos en planta en una bahía semicircular.

Dentro del conjunto de modelos del grupo DHI Software introducido anteriormente, encontramos en este caso el programa MIKE21, que es otra de las referencias indiscutibles en el ámbito de estos códigos y que, al igual que el SED2D, es analizado y comparado con el modelo propuesto en esta Tesis Doctoral en el Capítulo 4.

En España también existen iniciativas interesantes en este ámbito, como el Sistema de Modelado Costero de la Universidad de Cantabria ya analizado en

el apartado 1.2.1.3. Dentro del conjunto de modelos numéricos integrados en el sistema SMC, podemos citar en el campo del transporte de sedimentos el denominado Petra, que analiza la evolución morfológica del perfil transversal de una playa, y el modelo Eros, que evalúa a corto plazo las interacciones entre la hidrodinámica costera y la morfodinámica de playas en planta.

#### 1.2.2.3 Modelos de transporte de sedimentos bidimensionales en la vertical (2DV)

Los modelos relacionados con el transporte vertical de sedimentos entre el fondo y la superficie tuvieron su nacimiento en una etapa anterior a los analizados previamente. Podemos comenzar las aportaciones con las presentadas por Kalinske (1940) y Dobbins (1943), que plantearon la modelización matemática de este fenómeno ya en régimen no uniforme. Otros modelos avanzaron planteando coeficientes de mezcla del sedimento en vertical y condiciones de contorno en el fondo (Kerssens, 1974) o aplicando el modelo de turbulencia de una ecuación para representar tensiones tangenciales y coeficientes de difusión (Smith & O'Connor, 1977).

Resultados posteriores reflejan la introducción del modelo  $k-\varepsilon$  en el transporte en suspensión (Celik&Rodi, 1988) o la influencia en dicho transporte de la variación de las velocidades en la dirección transversal a la corriente (Van Rijn, 1989).

Como se indicó anteriormente, la escala temporal de estos modelos se ve afectada por el acoplamiento entre la hidrodinámica y el transporte en suspensión, por lo que la aplicación de estos códigos suele realizarse para estudios a corto plazo. En general los modelos 2DV se emplean para predecir el transporte, la erosión o deposición de sedimentos en estuarios y zonas costeras. Las aplicaciones en ríos suelen relacionarse más con la sedimentación en ciertos tramos, y las ejecuciones con materiales cohesivos debe analizarse con precaución.

#### 1.2.2.4 Modelos de transporte de sedimentos tridimensionales

Los modelos tridimensionales que evalúan el transporte de sedimentos son todavía un campo con pocas aportaciones que puedan considerarse universalmente reconocidas. En este sentido sólo puede hablarse de innovaciones en los últimos años, especialmente con la creciente potencia de los ordenadores, que está permitiendo resolver problemas más complejos y hasta ahora poco desarrollados.

Estos modelos suelen utilizar un modelo hidráulico integrado en el calado junto con una fórmula empírica de transporte sólido, de fondo o en suspensión. El ajuste puede traer complicaciones en la escala temporal como ya se comentó previamente, especialmente si existe una diferencia importante entre el transporte en suspensión real y el existente en condiciones de equilibrio. Si esta diferencia es baja puede aplicarse el modelo integrado en el calado, como desarrollaron Galappatti y Vreugdenhil (1985) y justificó Wang (1989), resultando en un coste computacional menor. Un ejemplo de esta resolución

son los modelos tridimensionales en régimen no permanente propuestos por Wang y Adef (1986) y McAnally (1986).

En caso contrario es necesaria la integración de las ecuaciones totales, aunque suelen realizarse otras simplificaciones dependiendo del caso analizado, y fundamentalmente de la complejidad de la geometría (Toro *et al*, 1989). Una aproximación interesante de la resolución completa de las ecuaciones en tres dimensiones es la presentada por De Vriend (1987), aplicando gradientes de turbulencia y distinguiendo entre flujos primarios y secundarios. Otras simplificaciones empleadas han partido de obtener la hidrodinámica mediante un modelo bidimensional en planta 2DH y calcular las velocidades verticales a partir del perfil logarítmico teórico, obteniendo un campo cuasi-3D de velocidades. Este método fue utilizado por Van Rijn (1990) en una zona costera, y por Shimizu *et al* (1990) para obtener las variaciones morfológicas en una curva de un río incluyendo transporte de fondo y en suspensión.

En el análisis de las condiciones de contorno, además de las habituales que hacen referencia al agua y caudal sólido, es fundamental definir con precisión el proceso que evalúa el intercambio de las partículas de sedimento con el fondo. También en este caso se plantean varias simplificaciones, definiendo dicho proceso a través de una función determinada y dependiente de parámetros hidráulicos y del material existente en el fondo (tensión tangencial, diámetro medio, velocidad de caída, etc.).

Van Rijn (1984) llega así a una concentración de equilibrio en el fondo que será analizada e incluida en las ecuaciones fundamentales del Capítulo 2. Otro aspecto interesante de estos modelos es la influencia del número de puntos definidos en la vertical y necesarios para obtener buenos resultados, y que fue analizado en particular por Schoellhamer (1988).

Al igual que en el apartado de los códigos hidrodinámicos tridimensionales, también aquí es obligado citar el programa SSIIM, que ya se presentó anteriormente y que determina la hidrodinámica y el transporte sólido, pero que no es aún ampliamente utilizado por la comunidad científica internacional. Otro modelo tridimensional similar al anterior es el recientemente desarrollado, entre otros, por los investigadores Wu y Rodi (Wu *et al*, 2000).

Cuando los ordenadores de hace sólo unos pocos años carecían de la potencia de cálculo de los actuales, los modelos tridimensionales solían utilizarse para predecir los valores iniciales de erosión y sedimentación, analizando efectos a corto plazo en ríos o zonas costeras, o en las inmediaciones de estructuras. En la actualidad dicha potencia es mucho mayor, pero todavía queda mucho trabajo por desarrollar en el tratamiento matemático de las ecuaciones fundamentales y los modelos numéricos. Lo mismo puede decirse del campo de la experimentación de campo y laboratorio, en particular para la validación y aceptación de estos modelos.

### 1.2.3 El método de los volúmenes finitos

En este apartado se pretende mostrar la evolución que la introducción del método de los volúmenes finitos ha tenido en el campo de la hidráulica y la morfología fluvial. Desde ese punto de vista, es importante mencionar que no se realiza aquí una comparación entre este método y los métodos de elementos o diferencias finitas.

Por lo tanto, se incluye un breve repaso de la aplicación del método de los volúmenes finitos a los modelos hidráulicos y, especialmente, a aquellos que implementan el transporte de sedimentos.

Los primeros avances que utilizan estas herramientas en la resolución de las ecuaciones de convección–difusión, pueden encontrarse en los trabajos presentados por Tichonov y Samarskii (1962). Los comienzos de estas técnicas estuvieron centrados, en una primera fase, en la búsqueda de la convergencia y estabilidad necesarias para ser aplicadas en determinados casos reales.

Hasta hace relativamente poco no es universalmente aceptada la utilización del método de los volúmenes finitos, en particular debido a las dudas que existían en asegurar dicha convergencia en los análisis con más de una dimensión espacial. En los últimos 20 años queda demostrada la correcta aplicación de esta metodología en esos casos, y aparecen distintas formas de integración de las ecuaciones fundamentales de los fenómenos estudiados.

Así, en el caso de los modelos con volúmenes finitos centrados en el vértice, podemos citar los trabajos de Cai *et al* (1991), mientras que en los modelos centrados en las celdas incluimos los de Manteuffel y White (1986). A partir de entonces aumenta la aplicación de esta técnica en numerosos campos científicos, proliferando los modelos numéricos que desarrollan esta metodología en los análisis con varias dimensiones.

A nivel mundial la lista de referencias sería infinita, por lo que, centrando el análisis en los investigadores españoles, podemos hacer referencia a los trabajos presentados por Vázquez-Cendón (1994 y 1999) o García-Navarro (2000). En el campo de la modelización con volúmenes finitos de la hidrodinámica en rías y, concretamente, en las rías gallegas, puede citarse la Tesis Doctoral defendida por Montero (1999).

En un ámbito más específico como el transporte de sedimentos, la aplicación del método de los volúmenes finitos no ha seguido una evolución continua, y sólo se indican algunas referencias presentadas hace pocos años. En el campo unidimensional mencionamos los trabajos presentados por Bateman *et al* (2000), y en el tridimensional la contribución ya comentada de Wu *et al* (2000).

En este apartado, las aportaciones de la presente Tesis Doctoral hacen referencia a la propuesta de un modelo numérico bidimensional, de transporte de sedimentos en régimen no permanente utilizando el método de los volúmenes finitos. Como ha quedado indicado anteriormente, existe un trabajo amplio en la propuesta de códigos en este campo de la Hidráulica, aunque todavía hay mucho terreno para el desarrollo de estas herramientas.

El modelo numérico que se presenta tiene una serie de particularidades con respecto a otros que pueden ser incluidos en este ámbito. En primer lugar, la utilización del método de los volúmenes finitos en dos dimensiones constituye un elemento de diferenciación respecto a otros modelos similares, como el MIKE21 y el SMS-SED2D, tal y como quedará reflejado en el Capítulo 4. Lo mismo puede decirse respecto al análisis con otros códigos que realizan el cálculo en una y tres dimensiones, como fue indicado previamente en este mismo apartado.

Otro elemento de interés como singular aportación es la posibilidad del cálculo desacoplado pero conjunto de la hidrodinámica y el transporte de sedimentos, que no suele estar presente en otros modelos numéricos. El coste computacional es menor, y la constante interacción de ambos bloques del modelo permite hacer un análisis continuo del proceso.

Aunque los aspectos relativos a la experimentación se comentan en los siguientes apartados, también quiere reflejarse en este punto la importancia de haber realizado la validación del modelo con tecnologías láser, tanto para la determinación de velocidades y calados, como para la obtención de perfiles del fondo. En este sentido, otra aportación de este modelo numérico es la calibración del mismo con estas herramientas, lo que permite extraer interesantes resultados y conclusiones.

### **1.3 PARTICLE IMAGE VELOCIMETRY (PIV): MEDICIÓN LÁSER DE CAMPOS DE VELOCIDADES**

Los dos siguientes apartados del estado del conocimiento profundizan en el campo de la experimentación hidráulica y del transporte de sedimentos. Por un lado, porque el modelo numérico propuesto en esta Tesis Doctoral ha sido validado con ensayos de laboratorio, y, por otro, porque la instrumentación utilizada constituye en sí misma una aportación con la que pueden abrirse nuevas líneas de trabajo en estas disciplinas.

#### 1.3.1 Hidrometría clásica

El análisis experimental y la medición de variables hidrodinámicas es un campo muy amplio y con siglos de antigüedad. En esta parte del Capítulo haremos una revisión de algunos elementos de medida de velocidades y calados, aunque lógicamente nos centraremos en la aparición y evolución de la hidrometría láser, particularmente en la técnica conocida como Particle Image Velocimetry (PIV).

Con aparatos más o menos rudimentarios se han hecho desde hace años mediciones de ciertas magnitudes fundamentales para las obras hidráulicas, como las alturas de agua en embalses y otras estructuras intercaladas o próximas al paso del agua. Cualquier elemento vertical debidamente subdividido en unidades de longitud ha sido utilizado en medidas más o menos precisas de los calados. Algunas aproximaciones históricas relativas al comportamiento del

flujo del agua a través de dichas estructuras pueden perfectamente atribuirse a Leonardo da Vinci (1452-1519).

Posiblemente el principal instrumento existente en la hidrometría clásica ha sido el medidor de velocidad o correntímetro, basado en la relación entre la velocidad de agua y la velocidad angular provocada en dicho aparato. Los primeros correntímetros en aparecer usaban palas para evaluar dicha relación, y existen testimonios de que fueron utilizados por Marsigli (1658-1730), Dubuat (1734-1809) y Brewster (1781-1868).

A comienzos del siglo XIX, concretamente en 1806, es desarrollado por Focaci el primer medidor de velocidad vertical, aunque los creadores del correntímetro convencional son considerados De Saumarez (1715) y Smeaton (1754). El desarrollo de este tipo de instrumentación fue continuo, destacando la primera medición del investigador Moore en el río Támesis, el 1 de enero de 1876.

En 1927 había hasta 50 patentes de instrumentos para conocer la velocidad del agua, incluyendo la obtención con cierta precisión de las velocidades verticales y horizontales. Algunas mediciones notables fueron las de Smoot y Novak, que en 1972 midieron el caudal del Amazonas estableciéndolo en 250.000 m<sup>3</sup>/s.

Las técnicas se fueron desarrollando y se hizo necesaria la aparición de estándares en la determinación de las medidas. Con ese objetivo nace el comité ISO/TC113 de la International Organization for Standardization (ISO) y el comité CEN/318 del European Committee for Standardization (CEN). El primer estándar hidrométrico fue publicado en 1964, y desde entonces se han publicado más de 60, algunos con segundas y terceras ediciones.

Un punto de inflexión importante en esta disciplina es la aparición de los velocímetros tridimensionales. El comportamiento claramente tridimensional del flujo del agua con el clásico movimiento helicoidal, y la importancia de las corrientes secundarias en numerosos procesos asociados, hacen que la obtención de las tres componentes del vector velocidad en tiempo real sea necesario en numerosos estudios.

Este desarrollo de los velocímetros tridimensionales supuso un gran paso adelante en esta dirección, y son varias las marcas comerciales que los han implementado e introducido en el mercado. En el Capítulo 5 de esta Tesis Doctoral, en la parte relativa a la instrumentación utilizada, se detalla el funcionamiento y aplicación de uno de estos aparatos. Otros velocímetros que se han desarrollado en las últimas décadas han sido los electromagnéticos, que usan el principio de la inducción electromagnética de Faraday. Estos velocímetros pueden medir en general hasta 4 m/s y suelen ser utilizados en tuberías, redes de alcantarillado y otras aplicaciones.

Volviendo a la instrumentación relativa a la determinación de los calados, sería infinita la lista de procedimientos y aparatos utilizados en los últimos años para determinar la altura de agua en un río o canal. En una parte de los ensayos realizados en la experimentación de esta Tesis Doctoral se desarrolló un aparato propio de medida, que también se analiza en el Capítulo 5.

### 1.3.2 Hidrometría láser

Como se comentó anteriormente, en este apartado nos vamos a centrar más en la aparición y el desarrollo de las técnicas de hidrometría láser, el campo de experimentación implementado aquí y en el que se plantea la validación del modelo numérico propuesto.

Aunque pueda sorprender inicialmente, el hecho es que las primeras aproximaciones a las técnicas de visualización del agua proceden de comienzos del siglo pasado. Ludwig Prandtl, reconocido también en otros campos de la Hidráulica, presenta en 1904 su túnel de visualización para estudiar aspectos como la separación del agua en elementos interpuestos en el flujo. Prandtl introdujo una suspensión distribuida de partículas de mica en la superficie del fluido y, haciendo variar las condiciones del flujo en el túnel mediante una rueda, pudo visualizar el comportamiento en régimen no permanente del proceso.

El desarrollo de las técnicas de visualización de variables hidrodinámicas pasó por etapas claramente experimentales y de lento desarrollo. Lógicamente se pensó en iluminar mediante lámparas los túneles de experimentación para obtener un mayor detalle del movimiento del fluido, introduciendo también partículas de aluminio. El desarrollo de la cámara fotográfica y, bastante más adelante, de las cámaras de vídeo, permitió avanzar en la determinación cuantitativa de las variables hidrodinámicas.

Sin embargo, ha sido en los últimos 20 años cuando los avances tecnológicos han permitido utilizar técnicas de medición realmente prometedoras en este campo. El desarrollo de la óptica y la electrónica, el conocimiento y aplicación de la luz láser, el aumento de la potencia de los ordenadores y sus programas de visualización, y las técnicas de grabación en vídeo y otros formatos compatibles, suponen un conjunto de herramientas muy potente y en el que podemos englobar la técnica Particle Image Velocimetry (PIV).

Aunque los aspectos relativos a la instrumentación con PIV se analizarán en el Capítulo 5, se incluye a continuación un breve resumen de su funcionamiento, necesario para a continuación reflejar la evolución en los últimos años dentro de esta técnica. El funcionamiento del PIV queda esquematizado en las siguientes figuras. Como puede observarse, la luz láser es dirigida desde un emisor hacia un espejo donde es reflejada hacia el canal de ensayos, iluminando dos veces un plano vertical. La luz dispersada se registra en lentes de alta calidad, en un solo negativo fotográfico o en dos fotogramas separados a través de un sensor. Para analizar la imagen digital del PIV, el plano se divide tal y como expresa la figura en pequeñas áreas denominadas “ventanas de interrogación.”

El desplazamiento de las partículas entre las dos iluminaciones es determinado aplicando métodos estadísticos. Se asume, si el ensayo se ha desarrollado de forma correcta, que todas las partículas de una ventana se han movido homogéneamente en el intervalo de tiempo transcurrido entre los dos disparos

del haz láser. Finalmente, el vector velocidad es calculado a partir del desplazamiento medido y el intervalo de tiempo introducido por el usuario.

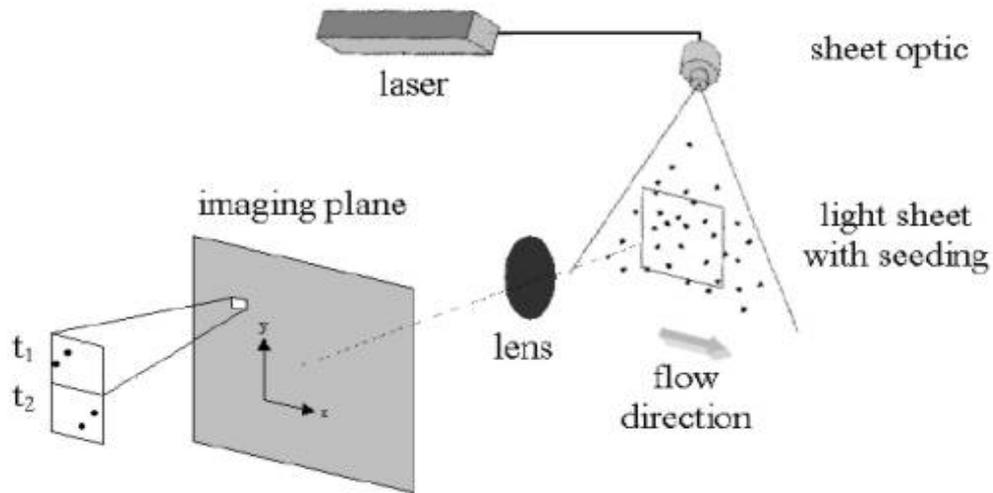


Figura 1.4. Funcionamiento general del PIV (LaVision, 2000)



Fotografía 1.1. Montaje experimental del PIV en el canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Posiblemente el aspecto más destacado de esta técnica en la evolución de la medición de las velocidades del agua es su naturaleza no intrusiva, en oposición a los procedimientos mencionados anteriormente y a otros desarrollados en este campo.

Esta característica fundamental permite la utilización del PIV en flujos con altas velocidades y en zonas cercanas a los bordes de la zona de medición, donde las técnicas intrusivas tienen dificultades para trabajar. Otro detalle fundamental del PIV es la posibilidad de poder registrar un amplio campo de vectores velocidad en el mismo instante de tiempo (y la variación en tiempo real de los mismos), a diferencia de otros instrumentos que permiten obtener la velocidad en un solo punto.

Retomando la evolución de estas técnicas y sus aplicaciones hidráulicas, el desarrollo del PIV ha sido especialmente importante en los últimos 20 años. Los comienzos son referenciados generalmente a través de los trabajos de Meynart (1983), en particular con la obtención de campos de velocidad en fluidos (agua o aire), utilizando mediciones de imágenes de partículas.

También fueron esenciales las aportaciones de Hinsch (1993) en el conocimiento de los aspectos ópticos del PIV y la implantación del tratamiento digital de las imágenes frente al analógico que se venía utilizando hasta ese momento. Aunque el registro analógico de fotogramas fue un catalizador del éxito inicial de esta metodología, el PIV no fue ajeno al desarrollo de las técnicas digitales y éstas fueron implementadas en la instrumentación. El primer trabajo de referencia en este sentido es probablemente el debido a Westerweel (1993), "Digital Particle Image Velocimetry – Theory and Practice".

Los avances en el tratamiento de la luz láser fueron también muy importantes para la aplicación de esta técnica en la hidrometría. Aparece así el láser de doble oscilación Nd:YAG, con frecuencia doble y longitud de onda de 532 nanómetros en luz visible, permitiendo la iluminación del plano con pulsos de energía constantes entre dos intervalos de tiempo, como exigen los experimentos en frecuencias del orden de 10 Hz. El alineamiento entre la luz láser y los planos de medición mejoró significativamente con estas innovaciones.

Un problema que también se planteó a medida que la técnica PIV se iba desarrollando fue la eliminación de la ambigüedad en el signo de la velocidad. En los primeros momentos no se podían registrar fotográficamente las imágenes de ambos disparos del haz láser en dos imágenes distintas. Con los avances tecnológicos se consiguieron realizar estas mediciones, y además se pudo ampliar el campo de medición a las tres componentes del vector velocidad, en tiempo real y en régimen no permanente.

Otros elementos fundamentales lo constituyeron el desarrollo de generadores de aerosoles para distribuir las partículas homogéneamente en el flujo, el cálculo mediante técnicas gaussianas para determinar con más precisión los desplazamientos de las mismas, o el desarrollo continuo y cada vez mayor de la potencia de los ordenadores. La evolución de las técnicas de video también

ha permitido mejorar las imágenes, citando como trabajo de referencia en el campo de la iluminación, el registro de imágenes y su evaluación posterior el perteneciente a Grant (1997).

Un elemento que también se ha desarrollado en estos últimos años ha sido la tipología de partículas añadidas al flujo para su correcta visualización. Si Prandtl comenzó utilizando mica y posteriormente se usó aluminio, en la actualidad se aportan al flujo partículas de cerámica de 70 micras. Estas partículas reflejan de una forma más nítida el haz láser y permiten una mejor identificación de las mismas.

Evidentemente, el desarrollo de estas técnicas experimentales también ha servido para avanzar en un conocimiento mayor de los aspectos teóricos de los fenómenos analizados. Un campo donde la técnica PIV está teniendo una especial aceptación es el de la aerodinámica, donde también se utiliza en la validación de modelos numéricos.

Por último, se hace necesario citar una de las recopilaciones más profusas de los trabajos realizados con el PIV, realizado por Adrian (1996) y que recoge cerca de 1200 referencias. Esto demuestra de forma clara la rápida intrusión de esta instrumentación en el campo de la hidrometría, aunque el alto coste de su adquisición no ha permitido una proliferación mayor de estos aparatos.

### 1.3.3 Aportaciones

La técnica PIV fue utilizada en esta Tesis Doctoral para la validación experimental del modelo numérico, como ya se comentó en anteriores apartados. Desde este punto de vista, debemos indicar inicialmente que no existen aportaciones significativas en el campo de la experimentación hidrométrica con tecnologías láser. Sin embargo, sí puede apuntarse como una contribución importante el hecho de utilizar esta precisa y moderna técnica en la validación y calibración del modelo numérico que se presenta, permitiendo comparar las formulaciones del caudal sólido y analizar la evolución de las variables hidrodinámicas.

Otro aspecto interesante de los resultados que ofrece el PIV es la obtención de los perfiles verticales de las velocidades. En general, los modelos numéricos existentes en este campo calculan la velocidad promediada en la vertical a través de la resolución de las ecuaciones de aguas someras. En nuestro caso el procedimiento ha sido similar, aunque la disponibilidad de los datos antes mencionados permite analizar en detalle las tensiones tangenciales en el fondo, y otros parámetros importantes del transporte de sedimentos.

También puede considerarse un elemento novedoso la obtención de los perfiles del fondo a través de las mediciones con PIV. La comparación de dichos perfiles obtenidos con otras técnicas y el modelo numérico, permite analizar la aplicación del PIV en el análisis de la evolución del lecho.

## 1.4 EXPERIMENTACIÓN CON TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN RÍOS Y CANALES

Como se ha indicado ya en algunas partes de este Capítulo, la experimentación del transporte de sedimentos tiene también limitaciones en su desarrollo, al igual que otros campos de la Hidráulica Fluvial. Precisamente esta es una de las razones de la falta de universalidad de los modelos numéricos en morfología fluvial, ya que no existen soluciones analíticas ni resultados de referencia para validarlos. En esta Tesis Doctoral se pretende en este ámbito aportar nuevos instrumentos y técnicas de medición, como por ejemplo la utilización de luz láser en la obtención de perfiles del fondo.

Así como en el campo de la medición de las variables hidrodinámicas encontramos numerosas líneas de experimentación, en el transporte de sedimentos el desarrollo es menor, y más aún en la medición láser de las variables involucradas en estos fenómenos. Por ello, el estado del conocimiento que se incluye en este apartado, al contrario que en el punto anterior, detalla la evolución y la instrumentación en el campo del transporte de sedimentos de forma amplia.

Inciendo en esto, un aspecto importante es el hecho de que la aplicación de instrumentos ópticos en la medición de fondos de ríos y mares es un campo en continuo avance, y con aplicaciones múltiples y variadas. En la experimentación en laboratorio existen muy pocas referencias de grupos de investigación o institutos que estén desarrollando experiencias parecidas, como es el caso de un proyecto de investigación presentado en 1998 en la Universidad de Leeds, Reino Unido. Una técnica que está siendo empleada por algunos equipos utiliza la técnica conocida como Planar Laser Induced Fluorescence (PLIF), que consiste en el seguimiento de sedimentos iluminados con luz láser, pero que en realidad poco tiene que ver con el campo analizado en esta Tesis Doctoral, como se explicará con detalle en el Capítulo 5.

En el trabajo de campo sí existe una iniciativa interesante desarrollada por la administración norteamericana para la restitución topográfica de las líneas de costa y fondos marinos. A través de vuelos aéreos se está realizando la cartografía de esas zonas emitiendo un haz de luz desde los aviones y registrando la señal que devuelve el terreno. Aunque tampoco es comparable con el trabajo que se presenta aquí, es sin duda alguna el reflejo de la aplicación pluridisciplinar y variada que estas herramientas están teniendo en los estudios morfológicos y geográficos asociados a ríos o estuarios.

En general, en el campo de la experimentación del transporte de sedimentos, los investigadores han desarrollado distintos instrumentos aunque aún no existe universalidad en la utilización de los mismos. Desde el principio quiere resaltarse la dificultad de realizar mediciones continuas y precisas del caudal sólido y las erosiones del lecho, y más en el transcurso de una avenida, lo que sin duda supondría un volumen de información muy importante para el conocimiento del comportamiento del río y su posible modelización. Lo mismo puede decirse en cuanto a las turbulencias y erosiones que ocurren cerca de las estructuras interpuestas en el cauce.

### 1.4.1 Transporte de fondo

Existen numerosos aparatos de medida directa del transporte de fondo, fuertemente dependientes del río analizado, y que suelen utilizarse para la obtención de caudales sólidos y variaciones del lecho.

El análisis histórico de las técnicas utilizadas en estas mediciones es difícil, y sólo en los últimos años puede hablarse de algunos instrumentos consolidados. Como se comentó en la evolución de la hidrometría, hasta entrada la segunda parte del siglo XX no se crean los primeros estándares de mediciones en el campo hidráulico.

El aparato más conocido y universalmente aceptado es el conocido como medidor de transporte de fondo Helley-Smith (HSS). Este aparato puede aparecer con distintas tipologías y calibraciones, su tamaño es apreciablemente grande y la determinación del caudal sólido de fondo se realiza a través del material retenido en una bolsa situado al final del mismo.

Por otro lado, el organismo que posiblemente más instrumentación ha aportado en el campo del transporte de sedimentos es la Federal Interagency Sedimentation Project (FISP, <http://fisp.wes.army.mil/>), perteneciente a la administración norteamericana. El instrumento conocido como US BL-84 mide el caudal sólido con partículas menores de 38 mm aunque su coste económico es elevado. Otro modelo más sencillo que emplea una bolsa para la recogida de sedimento es el US BLH-84.

Centrando ahora el análisis en los métodos de medición, podemos decir que se aceptan en general dos tipologías distintas, el muestreo con trampas (*trap sampling*) o el registro mediante eco-sondas de perfiles longitudinales del fondo en función del tiempo (*bed-form tracking*). En el caso del muestreo por trampas el caudal sólido es calculado a partir del material recogido en aparatos colocados en el fondo del río, como se comentó previamente.

Existen varios factores que pueden afectar a las mediciones, y puede admitirse en general que el medidor puede llenarse hasta un 40% de su capacidad sin reducir su eficacia hidráulica ni perder sedimento al extraerlo. Algunos problemas típicos de este tipo de medición son el efecto inicial (puede recoger un exceso de sedimentos al colocar el aparato), el error debido a la creación de hendiduras debajo del instrumento o el bloqueo del recipiente por parte de finos y partículas orgánicas.

En general el tiempo de medición es variable con cada aparato. En el caso del medidor Helley-Smith se recomienda reducir la medida a 30 segundos o tomar muestras rápidas para reducir el efecto de hendidura, aunque dicha medición puede extenderse a un periodo máximo de muestreo de 3 minutos para velocidades de 0.8 m/s promediadas en el calado. En el caso de presentarse velocidades mayores (entre 0.5 y 3 m/s) se debe reducir el tiempo de medida o usar una bolsa de recogida de sedimentos más larga.

Otro conocido medidor de transporte de fondo es el conocido como Arnhem BTMA, de funcionamiento similar al anterior, algo más grande (32 Kg), y que permite la entrada del sedimento y al agua con la velocidad circulante. El rango de partículas recogidas oscila de 0.3 a 50 milímetros y los resultados finales dependen mucho de la calibración realizada, número de medidas y procedimiento de muestreo. Un último medidor de esta serie es el conocido Delft Nile (DNS), utilizado en mediciones en el río Nilo, de 60 Kg de peso y que mide también el transporte en suspensión.

La segunda tipología de análisis experimental del transporte de fondo es a través de la obtención y el seguimiento de los perfiles del lecho en un río o canal. El principio fundamental plantea el cálculo de este transporte a partir de las medidas de la evolución de dichos perfiles, tomadas en sucesivos intervalos de tiempo bajo condiciones de flujo similares. La mayor dificultad estriba en este caso en alcanzar la mayor precisión posible en la determinación de esos datos del fondo.

En condiciones de campo aisladas, donde el posicionamiento de los aparatos es difícil, se usa una eco-sonda con registros entre dos secciones, de tal forma que comparando ambos perfiles se puede evaluar la velocidad con que se desplaza la forma del lecho.

#### 1.4.2 Transporte en suspensión

El ámbito de la experimentación en el transporte en suspensión también ha ido evolucionando como el resto de las disciplinas aquí comentadas, y de la misma forma adolece de falta de universalidad en los avances presentados. En general, el análisis instrumental del transporte en suspensión en ríos puede dividirse en mediciones directas o indirectas.

El método directo está basado en la medición del caudal sólido promediado en el tiempo, usado en ríos poco profundos, con instrumentos como el Delft Bottle (del grupo Delft Hydraulics) o a través de mediciones acústicas. El método indirecto tiene mayor error, ya que evalúa este tipo de transporte a través de la medición independiente de la velocidad del fluido y la concentración de sedimento, ambos promediados en el tiempo.

La metodología existente sí es amplia y variada, existiendo desde métodos mecánicos simples hasta sistemas sofisticados de tipo óptico o acústico. La mayoría se usan como integradores en un punto del lecho, es decir, realizando las mediciones del sedimento transportado por encima de ese punto en función del tiempo. En otros casos se utilizan aparatos que se desplazan en la vertical recogiendo el material en suspensión para su posterior análisis.

En la siguiente tabla se resumen métodos e instrumentos existentes en función de sus características de funcionamiento. En general, antes de escoger el tipo de aparato es conveniente tener una idea estimativa de carga de lavado, transporte de fondo y en suspensión, velocidades y concentraciones.

Medidores de transporte en suspensión	Integrados en un punto
Método Directo	Medidor de botella Delft Medidor acústico
Método Indirecto	Medidor de trampa Medidor de botella Medidor USP-61 Medidor de bombeo Medidor óptico Medidor por impacto Medidor nuclear

*Tabla 1.1 Medidores de transporte en suspensión*

#### 1.4.3 Lugares de muestreo y número de muestras

Un aspecto más específico de la instrumentación del transporte de sedimentos en el trabajo de campo lo constituye el estudio de los lugares de muestreo. En general, es importante encontrar localizaciones que se mantengan lo más uniformes posibles a lo largo del año en sus condiciones hidráulicas y morfológicas. Es recomendable que estos puntos de medición estén en un tramo recto del río o canal, con una sección lo más estable posible, distribución regular de velocidades y con un calado alto respecto a las dimensiones del equipo de muestreo.

El número de muestras del material en suspensión que es necesario recoger depende del tipo de carga existente. Para la carga de lavado (partículas menores de 62  $\mu\text{m}$ ), la concentración se supone constante en la sección y con pocas muestras suele ser suficiente. Para las partículas de diámetro medio mayor de 62  $\mu\text{m}$ , se deben tomar muestras en el calado y en el ancho de la sección del río. Es importante medir cerca del fondo donde las concentraciones suelen ser mayores.

En el caso del número de muestras del fondo existen distintas metodologías y procedimientos. La experimentación suele dividirse en varios campos, distinguiendo entre los análisis de intervalos de tiempo entre cada muestreo individual, número de muestras a tomar a lo largo de una forma del lecho o número de muestras en cada punto y en el ancho de la sección transversal. En el caso de existir formas del lecho de cierta magnitud debe cuidarse además el número de puntos de medida en la vertical de dicha formación. En este último caso, la variación del transporte de fondo de un punto a otro puede ser tan grande que sólo puede obtenerse un promedio válido tomando un elevado número de muestras. Dicha longitud de la forma del lecho debe conocerse antes, lo que puede hacerse a través de eco-sondas.

#### 1.4.4 Aportaciones

En este apartado relativo a la experimentación en el campo del transporte de sedimentos, la aportación más significativa de esta Tesis Doctoral es la aplicación de un scanner tridimensional en la obtención de perfiles del fondo en un canal de laboratorio. Como ha quedado reflejado anteriormente, existe un

desarrollo limitado de las tecnologías láser en el ámbito de la morfología fluvial, y más aún en su implementación en el trabajo de campo.

El instrumento y la técnica de medición utilizados, y que a partir de ahora denominaremos Scanner 3D, se presenta así como una propuesta innovadora en este campo, en el que siguen surgiendo técnicas e instrumentos con el objetivo de proporcionar resultados empíricos con los que comparar los análisis teóricos.

El Scanner 3D será explicado con detalle en el Capítulo 5, en el que se reflejan los excelentes resultados que produce esta herramienta en la obtención de las elevaciones de un lecho de sedimentos en régimen no permanente y en tiempo real. Este instrumento aún tiene un potencial mayor que está por implementar, y cuyo análisis escapa a los objetivos que aquí se pretenden alcanzar.

Por último, reflejar que la utilización del Scanner 3D ha servido, especialmente en el trabajo conjunto con PIV, para validar y calibrar el modelo numérico bidimensional propuesto, aportando una cantidad de información realmente notable en la consecución de dichos objetivos.

## 2. ECUACIONES FUNDAMENTALES

En el presente capítulo se presentan las ecuaciones fundamentales que gobiernan la hidrodinámica y el transporte de sedimentos, que son objeto de análisis en esta Tesis Doctoral. La integración posterior de estas ecuaciones, a través del método de los volúmenes finitos, permitirá conocer en régimen no permanente el campo bidimensional en planta de las velocidades, calados, variación del fondo y transporte sólido en el dominio seleccionado.

### 2.1 ECUACIONES HIDRODINÁMICAS

Las expresiones utilizadas para caracterizar el flujo hidráulico bidimensional son las ecuaciones de aguas someras, obtenidas a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes, que surgen a su vez de las ecuaciones constitutivas del fluido, la ecuación de continuidad y la segunda ley de Newton. En primer lugar se definen las hipótesis de partida para delimitar correctamente el ámbito de estudio.

#### 2.1.1 Ecuaciones de Navier-Stokes y Reynolds:

Comenzaremos obteniendo las ecuaciones de Navier-Stokes, que componen una potente herramienta para el estudio del flujo general de un fluido, deduciendo su expresión general y explicando sus particularidades.

En primer lugar, asumimos que el fluido que estamos estudiando puede modelizarse como un medio continuo, de tal forma que sus propiedades varían de manera continua en todo el dominio espacio-tiempo. Comenzamos a abordar matemáticamente el problema suponiendo que trabajamos con un fluido newtoniano, utilizando la siguiente ecuación constitutiva:

$$\sigma_{ij} = -P\delta_{ij} + D_{ijkl}V_{kl} \quad (1)$$

siendo:

- $\sigma_{ij}$ : tensiones sobre el fluido
- $\delta_{ij}$ : delta de Kronecker
- $P$ : presión estática
- $V_{kl}$ : tensor velocidad de deformación
- $D_{ijkl}$ : tensor de coeficientes de viscosidad

Si aceptamos que el fluido es homogéneo e isótropo, podemos simplificar la expresión anterior llegando a:

$$\sigma_{ij} = -P\delta_{ij} + \lambda \cdot V_{kk}\delta_{ij} + 2\mu \cdot V_{ij} \quad (2)$$

siendo:

- $\mu$ : viscosidad dinámica del fluido
- $\lambda$ : parámetro relacionado con la viscosidad, igual a  $-\frac{2}{3}\mu$ , según la condición de Stokes

En forma desarrollada se puede escribir como:

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= -P + \lambda \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial V_x}{\partial x} \\
 \sigma_y &= -P + \lambda \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial V_y}{\partial y} \\
 \sigma_z &= -P + \lambda \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) + 2\mu \frac{\partial V_z}{\partial z} \\
 \tau_{xy} &= \mu \left( \frac{\partial V_x}{\partial y} + \frac{\partial V_y}{\partial x} \right) \\
 \tau_{xz} &= \mu \left( \frac{\partial V_x}{\partial z} + \frac{\partial V_z}{\partial x} \right) \\
 \tau_{yz} &= \mu \left( \frac{\partial V_y}{\partial z} + \frac{\partial V_z}{\partial y} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

siendo:

- $\sigma_i$ : tensión normal en la dirección  $i$
- $\tau_{ij}$ : tensión tangencial en el plano  $ij$

Una vez definido y caracterizado el fluido de estudio planteamos la formulación de las ecuaciones de Navier-Stokes. Estas ecuaciones son posiblemente las más importantes de la Mecánica de Fluidos y la base para el estudio de cualquier modelo que permita conocer el comportamiento del agua en régimen no permanente. Las leyes fundamentales en las que se basan dichas ecuaciones son la ley de Newton y la ley de conservación de la masa o ley de continuidad.

En primer lugar se desarrolla la ley de conservación de la masa que da lugar a la ecuación diferencial de continuidad. Esta ley, aplicada a un determinado volumen de control, expresa que la tasa neta de salida de masa a través de una superficie de control debe ser igual a la tasa de disminución de la misma dentro del volumen de control. Es decir, en forma integral:

$$\frac{DM}{Dt} = 0 = \iint_{sc} (\rho \cdot V \cdot dA) + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{vc} \rho \cdot dVol
 \tag{4}$$

siendo:

- $\rho$ : densidad del fluido

La expresión anterior lleva a la ecuación diferencial de continuidad:

$$\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = - \frac{\partial \rho}{\partial t}
 \tag{5}$$

siendo:

- $(u,v,w)$ : componentes del vector velocidad en tres direcciones perpendiculares

En el caso de flujo incompresible (aún si el régimen no es permanente):

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (6)$$

En segundo lugar, las ecuaciones de Navier–Stokes se basan en la ley de Newton que, en forma diferencial para flujos no viscosos en un campo gravitacional, es presentada de la siguiente forma:

$$d\bar{F} = \frac{D}{Dt}(dm \cdot \bar{V}) = dm \cdot \left( u \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + v \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + w \frac{\partial \bar{V}}{\partial z} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial t} \right) \quad (7)$$

Consideramos a continuación el flujo general en una porción de fluido, con los esfuerzos sobre el mismo y supuestas unas fuerzas de cuerpo  $B_x$  en la dirección  $x$ . De esta forma aparece el esfuerzo tangencial o cortante, obteniendo para dicha dirección:

$$\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho B_x = \rho \frac{Du}{Dt} \quad (8.a)$$

Y, para las direcciones  $y, z$ :

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho B_y = \rho \frac{Dv}{Dt} \quad (8.b)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} + \rho B_z = \rho \frac{Dw}{Dt} \quad (8.c)$$

El último paso previo a la presentación de las ecuaciones de Navier-Stokes consiste en relacionar el campo de esfuerzos con la deformación del fluido. Esta deformación se expresa a través del campo de velocidad variable en espacio y tiempo, con ayuda de la ley de viscosidad de Stokes, generalización de la conocida ley de viscosidad de Newton. De esta forma, los esfuerzos cortantes resultan linealmente dependientes de la deformación del fluido con el coeficiente de viscosidad de Newton como coeficiente de proporcionalidad. Asumiendo fluido incompresible, tenemos:

$$\begin{aligned} \tau_{xx} &= 2\mu \frac{\partial u}{\partial x} - p & \tau_{xy} &= \mu \left( \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ \tau_{yy} &= 2\mu \frac{\partial v}{\partial y} - p & \tau_{xz} &= \mu \left( \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) \\ \tau_{zz} &= 2\mu \frac{\partial w}{\partial z} - p & \tau_{yz} &= \mu \left( \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (9)$$

Sustituyendo las expresiones anteriores en las ecuaciones (8) llegamos a las ecuaciones de Navier-Stokes para flujo laminar incompresible.

$$\begin{aligned}
\rho \frac{Du}{Dt} &= \rho B_x + \left( -\frac{\partial p}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \right) \\
\rho \frac{Dv}{Dt} &= \rho B_y + \left( -\frac{\partial p}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \right) \\
\rho \frac{Dw}{Dt} &= \rho B_z + \left( -\frac{\partial p}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \right)
\end{aligned} \tag{10}$$

#### ECUACIONES DE NAVIER-STOKES EN FLUJO LAMINAR INCOMPRESIBLE

Las tres ecuaciones expuestas y la de continuidad forman un conjunto de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas: las tres componentes de la velocidad ( $u$ ,  $v$ ,  $w$ ) y la presión  $p$ . Sin embargo, la resolución plantea muchos problemas debido a la no linealidad que aparece en el primer término. Para la obtención de soluciones simplificadas de las ecuaciones se recurre a estudios sobre los órdenes de magnitud de los distintos términos.

Una de las líneas de trabajo más desarrolladas es la que conduce a las ecuaciones de Reynolds, para lo que se hace imprescindible un análisis del origen del régimen turbulento. En régimen laminar es posible afirmar que la variable más importante es la velocidad media, considerando dicho régimen como un flujo ordenado. Al aumentar el número de Reynolds, empiezan a aparecer variaciones en la dirección del flujo y éste se desordena, produciéndose intersecciones en las líneas de corriente, lo que se conoce como régimen turbulento.

En esta parte de la Mecánica de Fluidos se usan análisis semiteóricos con ayuda de datos experimentales para la resolución de las ecuaciones. Un ejemplo de los mismos es la utilización de los promedios temporales y las fluctuaciones. Descomponiendo una variable  $V$  en su valor promedio  $\bar{V}$  y la fluctuación en torno a dicho valor medio  $V'$ , se pueden admitir las siguientes igualdades:

$$\begin{aligned}
\bar{B} &= \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} B \cdot dt & \bar{B}' &= 0 \\
\overline{\frac{\partial c}{\partial n}} &= \frac{\partial \bar{c}}{\partial n} & \overline{C+D} &= \bar{C} + \bar{D}
\end{aligned} \tag{11}$$

De esta forma, para el estudio del régimen turbulento, expresamos el vector velocidad en una dirección como superposición de la velocidad media temporal más una componente de fluctuación.

$$\begin{aligned}
u &= \bar{u} + u' \\
v &= \bar{v} + v' \\
w &= \bar{w} + w'
\end{aligned} \tag{12}$$

Sustituyendo esta descomposición en la ecuación de continuidad llegamos a:

$$\left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z}\right) + \left(\frac{\partial u'}{\partial x} + \frac{\partial v'}{\partial y} + \frac{\partial w'}{\partial z}\right) = 0 \quad (13)$$

Al promediar tenemos:

$$\left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z}\right) = 0 \quad (14)$$

Es decir, el campo de velocidades real satisface la misma ecuación que el campo de velocidades promedio temporal. Introduciendo las últimas expresiones en las ecuaciones (10), obtenemos:

$$\begin{aligned} \rho \left( \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) &= \rho \bar{B}_x + \left( \frac{-\partial \bar{p}}{\partial x} + \mu \nabla^2 \bar{u} \right) - \rho \left( \overline{u' \frac{\partial u'}{\partial x}} + \overline{v' \frac{\partial u'}{\partial y}} + \overline{w' \frac{\partial u'}{\partial z}} \right) \\ \rho \left( \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \right) &= \rho \bar{B}_y + \left( \frac{-\partial \bar{p}}{\partial y} + \mu \nabla^2 \bar{v} \right) - \rho \left( \overline{u' \frac{\partial v'}{\partial x}} + \overline{v' \frac{\partial v'}{\partial y}} + \overline{w' \frac{\partial v'}{\partial z}} \right) \\ \rho \left( \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) &= \rho \bar{B}_z + \left( \frac{-\partial \bar{p}}{\partial z} + \mu \nabla^2 \bar{w} \right) - \rho \left( \overline{u' \frac{\partial w'}{\partial x}} + \overline{v' \frac{\partial w'}{\partial y}} + \overline{w' \frac{\partial w'}{\partial z}} \right) \end{aligned} \quad (15)$$

Por otro lado, en la dirección x podemos enunciar:

$$\overline{u' \frac{\partial u'}{\partial x}} + \overline{v' \frac{\partial u'}{\partial y}} + \overline{w' \frac{\partial u'}{\partial z}} = \frac{\partial \overline{(u')^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \quad (\text{ídem en } y, z) \quad (16)$$

Los tres términos de la parte derecha de la igualdad han sido ampliamente estudiados, con el objetivo de simplificar la integración de los mismos. Estos análisis realizados por Reynolds y otros investigadores concluyeron que dichos términos están directamente relacionados con la turbulencia, considerándose responsables de la mezcla e intercambio de cantidad de movimiento en flujo turbulento.

De esta forma, y aunque todavía no existe consenso sobre la interpretación física del fenómeno, son referenciados y definidos como esfuerzos de Reynolds, ya que fue este autor el que demostró que el efecto producido por los mismos es parecido al de un esfuerzo.

Los esfuerzos de Reynolds pueden aproximarse al producto de las fluctuaciones turbulentas de la velocidad, y también expresarse de forma similar a la ley de viscosidad de Newton a través de un coeficiente de

viscosidad de remolino definido para régimen turbulento. De este modo, tenemos:

$$(\tau_{xy}) = -\rho \cdot \overline{v'_x v'_y} = e_{ij} \left( \frac{dv_x}{dy} \right) \quad (17)$$

siendo

- $(\tau_{xy})$ : esfuerzos de Reynolds
- $e_{ij}$ : coeficiente de viscosidad de remolino

Finalmente, introduciendo la ecuación (16) en (15) llegamos a :

$$\begin{aligned} \rho \left( \frac{D\bar{u}}{Dt} \right) &= \rho \bar{B}_x + \left( \frac{-\partial \bar{p}}{\partial x} + \mu \nabla^2 \bar{u} \right) - \rho \left( \frac{\partial (\overline{u'^2})}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \right) \\ \rho \left( \frac{D\bar{v}}{Dt} \right) &= \rho \bar{B}_y + \left( \frac{-\partial \bar{p}}{\partial y} + \mu \nabla^2 \bar{v} \right) - \rho \left( \frac{\partial (\overline{v'^2})}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial z} \right) \\ \rho \left( \frac{D\bar{w}}{Dt} \right) &= \rho \bar{B}_z + \left( \frac{-\partial \bar{p}}{\partial z} + \mu \nabla^2 \bar{w} \right) - \rho \left( \frac{\partial (\overline{w'^2})}{\partial z} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial x} \right) \end{aligned} \quad (18)$$

Estas ecuaciones son conocidas como ecuaciones de Navier-Stokes para las magnitudes medias temporales o ecuaciones de Reynolds. Puede comprobarse que estas expresiones son similares a las reflejadas en régimen laminar (10), exceptuando los productos de fluctuaciones de las velocidades que aparecen en el último término.

### 2.1.2 Ecuaciones de aguas someras

Las ecuaciones de aguas someras constituyen un conjunto de relaciones obtenidas a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes para flujo laminar incompresible, y son las que se han resuelto en el modelo bidimensional propuesto en esta Tesis Doctoral. Aunque en el apartado anterior se ha llegado hasta la definición y explicación de la ecuación de Reynolds, volvemos a plantear las ecuaciones de Navier-Stokes reflejadas en el apartado anterior.

Estas ecuaciones, también denominadas ecuación de continuidad y ecuación dinámica, pueden comprimirse en forma vectorial en las dos siguientes:

$$\text{Ecuación de continuidad:} \quad \nabla \bar{V} = 0 \quad (19)$$

$$\text{Ecuación dinámica:} \quad \frac{D\bar{V}}{Dt} = \bar{B} - \frac{1}{\rho} \nabla \bar{p} + \frac{\mu}{\rho} \Delta \bar{V} \quad (20)$$

Desarrollando según una base ortonormal tenemos:

a) Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (21)$$

b) Ecuación dinámica:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= B_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \Delta u \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= B_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \Delta v \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= B_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\mu}{\rho} \Delta w \end{aligned} \quad (22)$$

siendo:

- (u,v,w) componentes del vector velocidad en las direcciones (x,y,z), siendo el plano xy paralelo al fondo y z la dirección perpendicular al mismo
- (B<sub>x</sub>,B<sub>y</sub>,B<sub>z</sub>) componentes de la fuerza gravitatoria por unidad de masa
- p: presión
- Δ: operador de Laplace

Las ecuaciones de aguas someras parten de una serie de hipótesis para simplificar la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes. En primer lugar suponemos que el fluido es incompresible, homogéneo, isótropo y de viscosidad constante. El campo de análisis corresponde al flujo turbulento en lámina libre no permanente, y quizás el hecho más importante parte de considerar que las alturas de agua o calados son pequeños con respecto a las dimensiones horizontales del dominio seleccionado.

Otras hipótesis no menos importantes hacen referencia a la necesidad de que exista una distribución hidrostática de presiones, pendientes pequeñas, que el movimiento de partículas de fluido se dé en planos horizontales, y que la aceleración vertical de las mismas sea despreciable frente a la gravedad. Por otro lado, las variaciones verticales entre las componentes horizontales *u* y *v* de la velocidad deben ser pequeñas, de tal forma que es posible integrar ambas en vertical y tomar como valores de la velocidad los valores medios obtenidos de esta forma.

Comenzamos particularizando todo lo anterior en la ecuación de continuidad. Integrando en la variable vertical *z* entre el fondo (*Z<sub>b</sub>*) y la superficie libre (*Z*) tenemos:

$$\int_{Z_b}^Z \frac{\partial u}{\partial x} dz + \int_{Z_b}^Z \frac{\partial v}{\partial y} dz + w(Z) - w(Z_b) = 0 \quad (23)$$

Aplicando la regla de Leibnitz podemos desarrollar los dos primeros términos:

$$\int_{Z_b}^Z \frac{\partial u}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{Z_b}^Z u \cdot dz - u(Z) \frac{\partial Z}{\partial x} + u(Z_b) \frac{\partial Z_b}{\partial x} \quad (24)$$

$$\int_{Z_b}^Z \frac{\partial v}{\partial y} dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_{Z_b}^Z v \cdot dz - v(Z) \frac{\partial Z}{\partial y} + v(Z_b) \frac{\partial Z_b}{\partial y} \quad (25)$$

Introducimos  $w(Z)$  como la velocidad en la dirección vertical de los puntos situados en la superficie:

$$w(Z) = \frac{dZ}{dt} = \frac{\partial Z}{\partial t} + u(Z) \frac{\partial Z}{\partial x} + v(Z) \frac{\partial Z}{\partial y} \quad (26)$$

De forma análoga desarrollamos  $w(Z_b)$  como valor de  $w(z)$  en el fondo, teniendo en cuenta en este análisis exclusivamente hidrodinámico que no hay variación temporal de la cota del fondo, y por lo tanto:

$$w(Z_b) = \frac{dZ_b}{dt} = u(Z_b) \frac{\partial Z_b}{\partial x} + v(Z_b) \frac{\partial Z_b}{\partial y} \quad (27)$$

Los valores medios de  $u$  y  $v$  se obtienen integrando dichas variables en la vertical de la siguiente forma:

$$\bar{u} = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^Z u \cdot dz \quad (28)$$

$$\bar{v} = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^Z v \cdot dz \quad (29)$$

siendo:

- $h$ : calado, igual a  $Z-Z_b$

Finalmente, introduciendo las expresiones precedentes en la ecuación (23) llegamos a:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}}{\partial y} = 0 \quad (30)$$

En segundo lugar aplicamos las hipótesis de aguas someras a la ecuación dinámica de Navier-Stokes (ecuación 22). En este caso, al despreciar la aceleración vertical como indicamos anteriormente la tercera ecuación dinámica de Navier Stokes se reduce a:

$$B_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad (31)$$

La integración de esta última expresión en alturas es inmediata a partir del valor en la superficie libre, una cota genérica  $z$ , y con la referencia de la presión atmosférica nula en la superficie. De esta forma llegamos a:

$$p = \rho \cdot B_z (z - Z) \quad (32)$$

Para avanzar en la ecuación dinámica de Navier-Stokes derivamos la expresión anterior respecto a las direcciones  $x$  e  $y$ :

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = B_x \frac{\partial Z}{\partial x} \quad (33)$$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = B_y \frac{\partial Z}{\partial y} \quad (34)$$

De esta forma, multiplicando la ecuación de continuidad inicial por  $u$  (y  $v$ ), y operando en las ecuaciones (22) con las dos últimas expresiones llegamos a:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} = B_x + B_x \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \Delta u \quad (35)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial(uv)}{\partial x} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} = B_y + B_y \frac{\partial Z}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \Delta v \quad (36)$$

Integrando los términos de la izquierda de dichas ecuaciones en la vertical por la regla de Leibnitz, introduciendo los valores medios de  $u$  y  $v$ , y despreciando diferenciales de segundo orden tenemos las siguientes expresiones:

$$\int_{Z_b}^Z \left( \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} \right) dz = \frac{\partial(\bar{u}h)}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}^2 h}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u} \bar{v} h}{\partial y} \quad (37)$$

$$\int_{Z_b}^Z \left( \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial(uv)}{\partial x} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} \right) dz = \frac{\partial(\bar{v}h)}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u} \bar{v} h}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}^2 h}{\partial y} \quad (38)$$

Integrando ahora los términos situados a la derecha de la igualdad de las ecuaciones (35) y (36) tenemos:

$$\int_{Z_b}^Z \left( B_x + B_x \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \Delta u \right) dz = h \left( B_x + B_x \frac{\partial Z}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \int_{Z_b}^Z \mu \Delta u dz \quad (39)$$

$$\int_{Z_b}^Z \left( B_y + B_y \frac{\partial Z}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \Delta v \right) dz = h \left( B_y + B_y \frac{\partial Z}{\partial y} \right) + \frac{1}{\rho} \int_{Z_b}^Z \mu \Delta v dz \quad (40)$$

A continuación aplicamos otra de las hipótesis para obtener las ecuaciones de aguas someras. Teniendo en cuenta que el plano  $xy$  es paralelo al fondo del canal y que la cota del fondo  $Z_b$  en el análisis puramente hidrodinámico es constante, podemos poner:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{\partial Z_b + h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} \quad (41)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial y} = \frac{\partial Z_b + h}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial y} \quad (42)$$

La última integral de las ecuaciones (39) y (40) contiene el operador Laplaciano de las dos componentes en planta del vector velocidad. En este punto, tal y

como se comentó en el apartado 2.1.1 en referencia a este término, introducimos el desarrollo relativo al régimen turbulento. De este modo, abandonamos el análisis realizado hasta aquí de las ecuaciones de Navier-Stokes, para implementar algunos resultados referentes a las ecuaciones de Reynolds en régimen turbulento. En particular, el paso fundamental a realizar es relacionar el Laplaciano de las dos componentes de la velocidad con las tensiones tangenciales en el fondo.

En primer lugar expresamos la viscosidad dinámica a través de los coeficientes de viscosidad de remolino en los tres planos perpendiculares. De esta forma tenemos:

$$\mu\Delta u = e_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + e_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + e_{xz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (43)$$

$$\mu\Delta v = e_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + e_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + e_{yz} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad (44)$$

Una de las hipótesis que asumimos al principio hace referencia a la escasa variación que se producía entre las componentes  $u$  y  $v$  respecto a  $z$ . Esto permite tomar valores medios y suponer que las derivadas segundas de dichas componentes respecto a  $z$  son constantes. Por otro lado, desarrollamos la integración del tercer sumando de las expresiones precedentes de la siguiente forma:

$$\int_{Z_b}^Z e_{xz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz = e_{xz} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z=Z} - e_{xz} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z=Z_b} = \tau_{sx} - \tau_{bx} \quad (45)$$

$$\int_{Z_b}^Z e_{yz} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} dz = e_{yz} \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)_{z=Z} - e_{yz} \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)_{z=Z_b} = \tau_{sy} - \tau_{by} \quad (46)$$

siendo:

- $(\tau_{sx}, \tau_{sy})$ : tensiones tangenciales en la superficie
- $(\tau_{bx}, \tau_{by})$ : tensiones tangenciales en el fondo

Además, los dos primeros sumandos de las ecuaciones (43) y (44) se desprecian frente a los valores de las tensiones tangenciales del fondo. Las tensiones tangenciales en la superficie (relativas al efecto del viento) también se desprecian en la tipología de análisis que estamos considerando.

La tensión tangencial media existente en el fondo se obtiene a partir del análisis esquematizado en la siguiente figura.

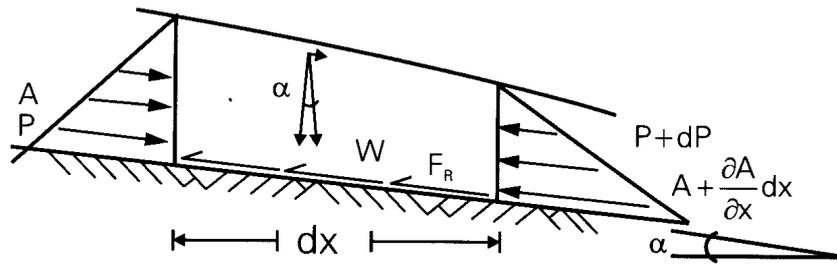


Figura 2.1. Sección transversal de un río y variables involucradas en la determinación de la tensión tangencial de fondo

El equilibrio se plantea en la dirección del fondo entre tres fuerzas, correspondientes al peso de fluido, la fuerza de rozamiento en dicho fondo y la diferencia de presiones entre los extremos de la sección.

$$\text{Peso de fluido} = m \cdot g \cdot \text{sen} \alpha = \gamma \cdot A \cdot dx \cdot \text{sen} \alpha$$

siendo:

- $\alpha$ : ángulo del fondo con la horizontal
- $\gamma$ : peso específico del fluido
- $A$ : área de la sección transversal
- $dx$ : diferencial de longitud

$$\text{Fuerza de rozamiento} = \tau_b \cdot P_r \cdot dx$$

siendo:

- $P_r$ : perímetro de la sección transversal

$$\text{Diferencia de presiones} = \gamma \cdot A \cdot dh$$

siendo:

- $dh$ : diferencia de calado entre los extremos de la sección

Igualando:

$$\gamma \cdot A \cdot dx \cdot \text{sen} \alpha = \tau_b \cdot P_r \cdot dx + \gamma \cdot A \cdot dh \quad (47)$$

Y, por lo tanto,

$$\tau_b = \gamma \cdot R_h \cdot \left( \text{sen} \alpha - \frac{dh}{dx} \right) = \gamma \cdot R_h \cdot S_f \quad (48)$$

siendo:

- $R_h$ : radio hidráulico, igual al cociente de área y perímetro
- $S_f$ : pendiente motriz

Las tensiones tangenciales del fondo se aproximan al campo de velocidades mediante fórmulas empíricas, como por ejemplo la que relaciona la pendiente motriz con dichas velocidades y el coeficiente de Manning.

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{R_h^{4/3}} \quad (49)$$

siendo:

- $n$ : coeficiente de Manning
- $V$ : velocidad media integrada en el calado

Desarrollando la expresión anterior para las dos direcciones en planta, utilizando los promedios de las componentes de la velocidad, e igualando el radio hidráulico al calado, como parte de las hipótesis de las ecuaciones de aguas someras, tenemos:

$$S_{fx} = \frac{n^2 \bar{u} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{h^{4/3}} \quad S_{fy} = \frac{n^2 \bar{v} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{h^{4/3}} \quad (50)$$

siendo:

- $(S_{fx}, S_{fy})$ : pendientes motrices

Denominando  $\theta$  al ángulo del vector velocidad con el eje  $x$ , obtenemos el valor del esfuerzo cortante en el fondo de la siguiente forma:

$$\tau_{bx} = \tau_b \cos \theta = \frac{\gamma \cdot n^2}{h^{1/3}} \bar{u} V \quad (51)$$

$$\tau_{by} = \tau_b \sin \theta = \frac{\gamma \cdot n^2}{h^{1/3}} \bar{v} V \quad (52)$$

Por último analizamos las fuerzas  $B_i$ , realizando una rotación de ejes desde el sistema de partida al sistema final de referencia. Sin embargo, y dado que los ángulos ( $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ ) entre ambos sistemas son pequeños, las variables calado y velocidad no varían en el dominio analizado como puede comprobarse en Chaudhry (Chaudhry, 1993). De este modo:

$$S_{0x} = \text{sen} \alpha_x = \frac{B_x}{g} \quad S_{0y} = \text{sen} \alpha_y = \frac{B_y}{g} \quad (53)$$

siendo:

- $(S_{0x}, S_{0y})$ : pendientes geométricas de signo positivo con  $x$  e  $y$  crecientes si el fondo es descendente

Reagrupando todos los términos de la ecuación dinámica de Navier-Stokes, denominando  $u$  y  $v$  a los valores medios de ambas variables, e introduciendo el calado en la ecuación de continuidad (30), tenemos finalmente las ecuaciones de aguas someras.

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (54)$$

Ecuación dinámica:

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial u^2 h}{\partial x} + \frac{\partial uvh}{\partial y} = gh \left( S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} \right) - ghS_{fx} \quad (55)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial v^2 h}{\partial y} + \frac{\partial uvh}{\partial x} = gh \left( S_{0y} - \frac{\partial h}{\partial y} \right) - ghS_{fy} \quad (56)$$

Estas ecuaciones pueden presentarse también en forma matricial:

$$U_t + E_x + F_y + S = 0 \quad (57)$$

siendo:

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad E = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2} gh^2 \\ huv \end{pmatrix}$$

$$F = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2} gh^2 \end{pmatrix} \quad S = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{fx} - S_{0x}) \\ gh(S_{fy} - S_{0y}) \end{pmatrix}$$

## 2.2 ECUACIONES DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Las ecuaciones fundamentales relativas a los ámbitos del transporte de sedimentos tratados en esta Tesis Doctoral pueden agruparse básicamente en dos bloques diferenciados: las ecuaciones que hacen referencia al transporte de sedimentos por el fondo del dominio y las que evalúan el transporte en suspensión. En ambos casos la ecuación de continuidad del sedimento es incluida dentro de las expresiones presentadas y analizadas.

Por otro lado hemos de recordar que el modelo numérico propuesto para la resolución de las ecuaciones que aquí se presentan es un modelo bidimensional de cálculo de transporte de sedimentos granulares, lo que supone un condicionante importante en las ecuaciones fundamentales que rigen el fenómeno. No se presentan por lo tanto ecuaciones de transporte de sedimentos cohesivos ni de cálculo de dicho transporte en régimen de avenidas, disciplinas científicas que quedan fuera del alcance de esta Tesis Doctoral.

### 2.2.1 Ecuaciones del transporte de fondo

El primer bloque de ecuaciones está formado por las expresiones que definen y caracterizan el transporte que se produce en las zonas cercanas al lecho. El principal parámetro en este análisis es la tensión tangencial de fondo, que origina un caudal sólido en función de dicha tensión tangencial y otros parámetros relacionados. Analizamos a continuación un elemento diferencial del fondo suponiendo que la porosidad se mantiene constante.

La ecuación fundamental de todo el proceso es sin duda alguna la ecuación de continuidad del sedimento. La variación temporal del material del fondo debe ser igual a la variación neta del transporte sólido por dicho fondo y a la variación neta de sedimento depositado o extraído por efecto de la suspensión.

Aunque el transporte en suspensión se analiza más adelante, es evidente que para analizar la continuidad del sedimento en el fondo es necesario tener en cuenta este efecto de extracción o deposición del sedimento en el volumen de control. Otra forma de expresar lo anterior es exponiendo que la variación temporal de la masa de sedimento del fondo es igual a la suma de los flujos netos de masa entrante o saliente y de deposición por efecto de la suspensión.

De esta forma, la elevación del lecho es ahora variable como resultado del transporte de fondo de las partículas, la posible entrada del sedimento en suspensión o la deposición del mismo en dicho fondo. La correspondiente ecuación de continuidad del sedimento fue inicialmente formulada por Exner (Exner, 1925), aunque en este caso se ha incluido la expresión de García (García, 2000):

$$(1 - p_0) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + w_s (E_s - \bar{c}_b) = 0 \quad (58)$$

siendo:

- $p_0$ : porosidad
- $Z_b$ : cota del fondo
- $(q_{bx}, q_{by})$ : caudales sólidos de fondo en las direcciones x,y
- $w_s$ : velocidad de caída del sedimento
- $E_s$ : factor adimensional de entrada del sedimento en suspensión
- $\bar{c}_b$ : concentración promedio de sedimento en suspensión en el fondo

Cada uno de los factores indicados en la ecuación (58) es analizado de forma independiente. En este apartado se estudia el efecto de la tensión tangencial y las formulaciones del transporte sólido de fondo, dejando los parámetros del último sumando de la ecuación para el siguiente apartado, dado su carácter más específico y relativo al transporte en suspensión.

Antes de detallar las relaciones empíricas que evalúan el transporte de fondo, se repasan una serie de conceptos y parámetros que aparecen en dichas formulaciones, analizados en detalle anteriormente. Como ya se comentó en el análisis histórico de la morfología fluvial, el comienzo del movimiento en sedimentos granulares ha sido casi siempre expresado como el momento en el que la tensión tangencial existente supera a la tensión tangencial crítica.

La tensión tangencial existente en el fondo ya fue analizada en el apartado anterior, y puede obtenerse a partir de las variables hidrodinámicas en cada punto a través de la siguiente fórmula:

$$\tau_b = \frac{\gamma \cdot n^2 \cdot V^2}{R_h^{1/3}} \quad (59)$$

La tensión tangencial adimensional, también llamada parámetro de Shields, se calcula con la expresión:

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma)d_i} \quad (60)$$

El siguiente paso en el análisis de la ecuación de continuidad del sedimento es la definición y determinación de la tensión tangencial crítica, que también fue definida y analizada en el Capítulo 1 relativo al Estado del Conocimiento. En cierta forma podemos considerar este parámetro como un caso particular de la tensión tangencial de fondo, indicativo del comienzo del movimiento cuando el valor asociado a dicho parámetro es superado.

Como vimos entonces, la forma más usual de plantear el análisis de la tensión tangencial crítica es a través del análisis dimensional, ya propuesto por Shields y desarrollado después por Vanoni (Vanoni, 1975). La siguiente fórmula y gráfica son el resultado de dichas experimentaciones:

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d_i} = f\left(\frac{u_{*c}^* d_i}{\nu}\right) \quad (61)$$

siendo:

- $\tau_c^*$ : tensión tangencial crítica adimensional
- $u_{*c}^*$ : velocidad de corte crítica
- $\nu$ : viscosidad cinemática ( $\nu = \mu/\rho$ )

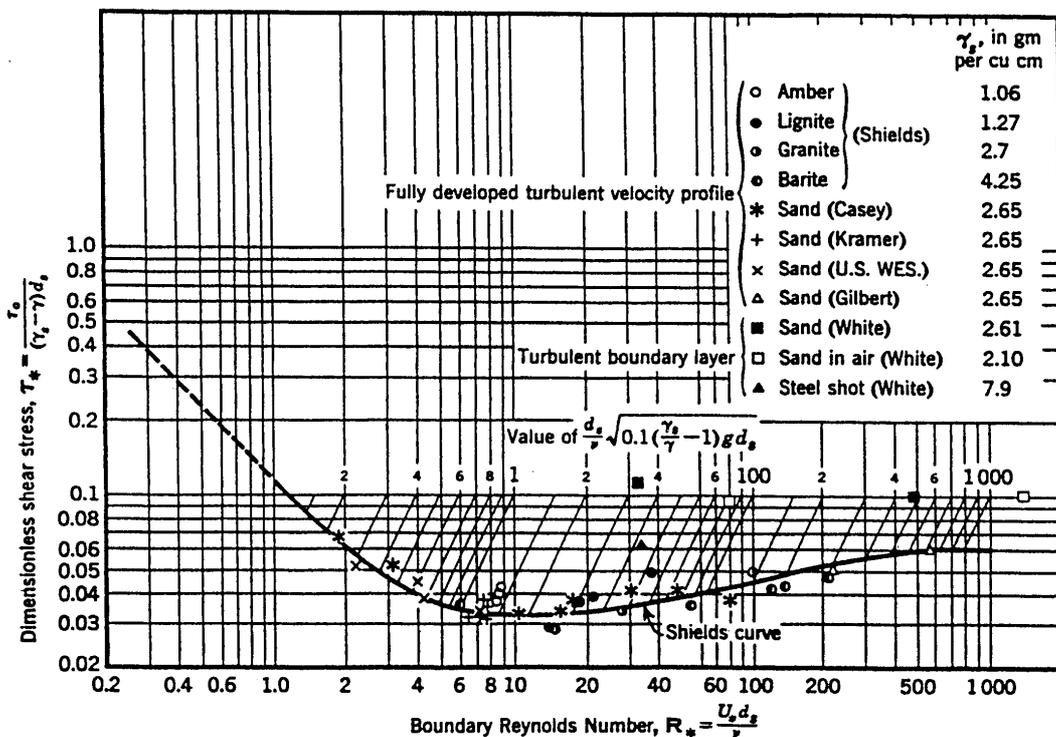


Figura 2.2. Diagrama de Shields y Vanoni de comienzo del movimiento (García, 2000)

También puede presentarse este parámetro con la expresión de Brownlie (Brownlie, 1981):

$$\tau_c^* = 0.22 \text{Re}_p^{-0.6} + 0.06 \exp(-17.77 \text{Re}_p) \quad (62)$$

siendo:

- $\text{Re}_p$ : número de Reynolds de la partícula,  $\text{Re}_p = \frac{\sqrt{(G-1) \cdot g \cdot d_i \cdot d_i}}{\nu}$
- $G$ : densidad relativa de sedimento y fluido,  $G = \frac{\rho_s}{\rho}$

Volviendo a la ecuación de continuidad del sedimento, el siguiente paso a seguir es desarrollar las fórmulas de transporte sólido de fondo introducidas en dicha ecuación, que dependen de las tensiones tangenciales analizadas. Como ya se indicó anteriormente, buena parte de la evolución del estudio del transporte de sedimentos ha ido paralelamente ligado al de la propuesta de estas fórmulas empíricas.

En esta Tesis Doctoral están lógicamente implementadas las fórmulas cuyas características y rangos de aplicación recaen en el ámbito de la misma, y que han sido introducidos en el modelo numérico propuesto. Por lo tanto, se han considerado aquellas fórmulas orientadas al transporte de fondo de sedimento granular y no cohesivo, y en particular aquellas indicadas para diámetros de sedimento en torno al milímetro.

Las pendientes y los caudales son relativamente bajos, ya que éstas son las condiciones con las que se realizaron los ensayos de laboratorio y el resto de validaciones del modelo numérico.

El caudal sólido de fondo aparece en estas formulaciones como un factor de la diferencia entre la tensión tangencial existente en el fondo y la tensión tangencial crítica. El caudal sólido de fondo también puede presentarse en forma adimensional, mediante la expresión siguiente:

$$q_b^* = \frac{q_b}{\sqrt{(G-1)gd_i^3}} \quad (63)$$

siendo:

- $q_b^*$ : caudal sólido de fondo adimensional o número de Einstein.

La primera fórmula incluida aquí es la correspondiente a Meyer-Peter&Müller (1948), validada experimentalmente para arenas gruesas y gravas.

$$\frac{q_b}{\sqrt{(G-1)gd_i^3}} = 8(\tau_b^* - \tau_c^*)^{1.5} \quad (64)$$

siendo:

- $q_b$ : caudal sólido de fondo

El resto de fórmulas de transporte de fondo introducidas en el modelo numérico y representativas de este tipo de transporte son indicadas a continuación:

Fórmula de Einstein&Brown (1950):

$$q_b = w_s d_i 2.15 \left( e^{-\frac{0.391}{\tau_b^*}} \right) \quad (\text{si } \tau_b^* < 0.18)$$

$$q_b = w_s d_i 40 (\tau_b^*)^3 \quad (\text{si } 0.18 < \tau_b^* < 0.52) \quad (65)$$

$$q_b = w_s d_i 15 (\tau_b^*)^{1.5} \quad (\text{si } \tau_b^* > 0.52)$$

Fórmula de Nielsen (1992):

$$q_b = \left( \frac{12\tau_b}{\rho(G-1)gd_i} - 0.05 \right) \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho(G-1)gd_i}} \sqrt{(G-1)gd_i^3} \quad (66)$$

Fórmula de Van Rijn (1984):

$$q_b = 0.053(G-1)^{0.5} g^{0.5} d_i^{1.5} d_*^{-0.3} \left( \frac{\tau_b - \tau_c}{\tau_c} \right)^{2.1} \quad (\text{si } \frac{\tau_b - \tau_c}{\tau_c} < 0.3) \quad (67)$$

$$q_b = 0.1(G-1)^{0.5} g^{0.5} d_i^{1.5} d_*^{-0.3} \left( \frac{\tau_b - \tau_c}{\tau_c} \right)^{1.5} \quad (\text{si } \frac{\tau_b - \tau_c}{\tau_c} > 0.3) \quad (68)$$

siendo:

- $d_*$ : diámetro adimensional del sedimento, obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$d_* = d_{50} \left( \frac{g \cdot (G-1)}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (69)$$

Fórmula de Fernández Luque&Van Beek (1976):

$$q_b^* = 5.7(\tau_b^* - \tau_c^*)^{1.5} \quad (70)$$

Las expresiones anteriores tienen unos rangos de aplicación que han sido respetados en todas las validaciones y ejecuciones del modelo numérico propuesto en esta Tesis Doctoral, y que pueden resumirse en la siguiente tabla:

Fórmula de transporte de fondo	Rango de aplicación (diámetro de sedimento)	Observaciones
Meyer-Peter&Müller	0.4 - 29 mm	Validada en laboratorio Pendientes: (0.0004 - 0.02) Densidad relativa: (1.25 - 4.2)
Einstein&Brown	0.315 – 28.6 mm	Validada en laboratorio Densidad relativa: (1.25 - 4.25)
Nielsen	0.69 - 28.7 mm	Modelo simplificado Densidad relativa: (1.25 – 4.22)
Van Rijn	0.2 – 2 mm	Validada en laboratorio Número de Froude < 0.9
Fernández-Luque & Van Beek	0.9 – 3.3 mm	Validada en laboratorio Densidad relativa: (1.34 – 4.58)

*Tabla 2.1. Rangos de aplicación de las fórmulas de transporte de fondo*

### 2.2.2 Ecuaciones del transporte en suspensión y total

En primer lugar introducimos la ecuación de continuidad del sedimento granular en un volumen de control. La principal diferencia con el apartado anterior es que el sedimento se ve afectado por la difusión en la columna vertical del fluido debido a la turbulencia, despreciando los efectos moleculares. De esta forma las partículas suspendidas son transportadas únicamente por flujos convectivos.

La ecuación de continuidad, en función de los valores promedio de las concentraciones y las fluctuaciones turbulentas inducidas, es:

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + (\bar{w} - w_s) \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} = -\frac{\overline{\partial u'c'}}{\partial x} - \frac{\overline{\partial v'c'}}{\partial y} - \frac{\overline{\partial w'c'}}{\partial z} \quad (71)$$

siendo:

- $\bar{c}$ : concentración media de sedimento
- $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ : velocidades medias en las tres direcciones ( $w$ , componente vertical)
- $\overline{u'c'}, \overline{v'c'}, \overline{w'c'}$ : flujos de sedimento provocados por la acción turbulenta

Los tres últimos términos de la ecuación anterior pueden relacionarse con el coeficiente de difusión de remolino o turbulento ( $D_t$ ) de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \overline{u'c'} &= -D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \\ \overline{v'c'} &= -D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \\ \overline{w'c'} &= -D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} \end{aligned} \quad (72)$$

En la ecuación de advección-difusión correspondiente a la continuidad del sedimento en suspensión (71), es necesario introducir las condiciones de contorno para su integración, tanto en superficie como en el fondo. En este último caso, el estudio conduce al análisis de los dos parámetros cuya definición quedó pendiente en la ecuación de continuidad del transporte de sedimentos por el fondo (58).

La condición de contorno en el fondo evalúa cuánto sedimento entra en suspensión y cuánto queda depositado en el mismo, representando el flujo vertical de sedimento en suspensión la diferencia entre ambas cantidades. El factor de deposición de sedimento viene dado por la siguiente ecuación:

$$D = w_s \cdot \bar{c}_b \quad (73)$$

Este último parámetro ha sido ampliamente investigado, aunque la expresión correspondiente a Van Rijn (Van Rijn, 1984) es posiblemente la más utilizada y referenciada.

$$\bar{c}_b = 0.015 \cdot \frac{d_{50}}{b} \frac{\left( \frac{\tau^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \right)^{1.5}}{d_*^{0.3}} \quad (74)$$

siendo:

- $b$ : anchura de la capa en la que se produce el transporte de fondo, igual a  $0.5\Delta_b$  o  $k_s$  ( $b_{\min}=0.01$  h), siendo  $\Delta_b$  la altura media de las formas del fondo, y  $k_s$  el valor de la rugosidad superficial del sedimento

El flujo de entrada en sedimento en suspensión  $E_s$  se obtiene con las siguientes expresiones:

$$E_s = \frac{\overline{w'c'}}{w_s} \quad (75)$$

Este parámetro también ha sido analizado y calibrado por varios investigadores, utilizando en esta Tesis Doctoral la fórmula de García&Parker (García&Parker, 1991).

$$E_s = \frac{A \cdot Z_u^5}{\left( 1 + \frac{A}{0.3} Z_u^5 \right)} \quad (76)$$

siendo:

- $A$ : constante,  $A=1.3 \cdot 10^{-7}$
- $Z_u = \frac{u_{*s}}{w_s} \text{Re}_p^{0.6}$
- $u_{*s}$ : velocidad de corte debida al rozamiento del sedimento,  
 $u_{*s} = \sqrt{g \cdot h_s \cdot S_0}$

- $h_s$ : Altura de rozamiento del sedimento,  $h_s = \frac{\tau_s^* (G-1) d_i}{S_0}$
- $\tau_s^*$ : componente de la tensión tangencial adimensional de fondo por rozamiento del sedimento
- Relación de tensiones tangenciales de Engelund&Hansen:  
 $\tau_s^* = 0.06 + 0.4(\tau_b^*)^2$
- $Re_p$ : número de Reynolds de la partícula

El análisis cuantitativo del transporte en suspensión es un campo todavía en continuo avance, desarrollándose expresiones y estudios experimentales que validen dichas expresiones. Una de las formulaciones que suele utilizarse para evaluar este transporte es la conocida fórmula de las integrales de Einstein que se indica a continuación:

$$q_s = \frac{1}{\kappa} \cdot \bar{c}_b \cdot u_* \cdot h \left[ I_1 \ln \left( 30 \frac{h}{k_c} \right) + I_2 \right] \quad (77)$$

siendo:

- $q_s$ : caudal sólido en suspensión
- $\kappa$ : constante de Von Karman (igual a 0.4)
- $k_c$ : rugosidad compuesta  $k_c = 11h \cdot \exp\left(\frac{-\kappa V}{u_*}\right)$
- $I_1, I_2$ : Integrales de Einstein

Existen otras fórmulas parecidas en las que determinados parámetros, como las integrales de Einstein, deben obtenerse a través de las respectivas gráficas propuestas por sus autores. En cualquier caso, la resolución mediante modelos numéricos de la ecuación de continuidad del sedimento en suspensión (71), debe incluir un modelo de turbulencia para obtener mayor precisión, como por ejemplo en la determinación de los coeficientes de difusión.

En nuestro caso, el posible transporte en suspensión de las partículas del fondo es obtenido a partir de fórmulas del transporte total. Estas fórmulas de transporte total de las partículas del fondo deben ser analizadas e implementadas con cuidado, ya que fueron obtenidas de forma empírica para situaciones de equilibrio o casi-equilibrio. Pueden aplicarse en regímenes no permanentes y no uniformes pero con pequeñas variaciones del fondo y con caudales sólidos bajos.

Por otro lado, las expresiones que se utilizan han sido obtenidos para ríos con fondo de arenas y sedimento uniforme. Estas hipótesis se cumplen en los planteamientos del modelo numérico propuesto en nuestro caso y en la experimentación llevada a cabo para validarlo.

Las fórmulas que se han utilizado para calcular el transporte de sedimentos total ( $q_t$ ) han sido las siguientes:

Fórmula de Engelund&Hansen (1967):

$$q_t = 0.4f \frac{\tau_b}{\rho} \sqrt{\frac{d_i}{(G-1)g}} \quad (78)$$

siendo:

- f: coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach

El coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach en lecho rugoso ( $d_{50} > 0.25$  milímetros) se relaciona con los coeficientes de rugosidad de Chézy y Manning mediante la siguiente expresión (Julien, 1995):

$$C = \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (79)$$

La fórmula anterior de Engelund&Hansen presupone que la tensión tangencial existente es superior a la tensión tangencial crítica, como hipótesis previa antes de aplicar la fórmula. Esta expresión del transporte total, ampliamente utilizada e implementada en estudios y modelos numéricos, no aporta información sobre la no uniformidad del sedimento, ni emplea variables como la velocidad de caída de las partículas. Aplica el concepto de Bagnold de potencia de la corriente para explicar el transporte de sedimentos total, aunque tiene mayor precisión que la correspondiente a Bagnold para episodios de transporte sólido moderados, como los analizados en esta Tesis Doctoral.

Aunque la expresión nació originalmente para ser aplicada en lechos con dunas, ha sido ampliamente empleada con éxito en lecho plano y otras formas de fondo.

Fórmula de Ackers&White (1973):

$$q_t = \frac{X \cdot h \cdot V}{G} \quad (80)$$

La fórmula de Ackers&White calcula el caudal total a través de la expresión anterior, en la que la única variable desconocida es el factor X. En este parámetro están incluidos conceptos como la potencia de la corriente para provocar el transporte de sedimentos, o el análisis dimensional.

El cálculo de este parámetro se realiza a través de la siguiente fórmula:

$$X = \frac{(G-1)d_i}{h} G_{gr} \left( \frac{V}{u_*} \right)^n \quad (81)$$

La variable  $G_{gr}$  representa el parámetro general de transporte, definido por Ackers y White de la siguiente forma:

$$G_{gr} = C \left( \frac{F_{gr}}{A'} - 1 \right)^m \quad (\text{si } (F_{gr}/A') > 1) \quad (82)$$

En la expresión anterior llamamos inicialmente la atención sobre la variable  $F_{gr}$ , que representa la relación entre la tensión tangencial existente y el peso específico sumergido de las partículas, y conocida como número general de movilidad del sedimento. El cálculo de este parámetro se realiza con la fórmula indicada a continuación:

$$F_{gr} = \frac{u_*^n}{\sqrt{gd_i(G-1)}} \left( \frac{V}{\sqrt{32} \log\left(\frac{10h}{d_i}\right)} \right)^{1-n} \quad (83)$$

En las tres últimas expresiones han aparecido distintos factores obtenidos experimentalmente ( $n$ ,  $m$ ,  $C$  y  $A'$ ), todos ellos relacionados con el diámetro adimensional de sedimento. En función de dicho diámetro adimensional los parámetros anteriores se dividen en tres grandes grupos, correspondientes a los sedimentos granulares definidos como finos, medios y gruesos.

En los ejemplos con los que se ha validado esta Tesis Doctoral, el sedimento utilizado queda siempre incluido en el tramo medio ( $1 < d_* < 60$ ), y los valores originalmente propuestos por Ackers&White para estos factores adoptan los valores resultantes de aplicar las siguientes fórmulas.

$$n = 1.0 - 0.56 \log(d_*) \quad (84)$$

$$A' = \frac{0.23}{\sqrt{d_*}} + 0.14 \quad (85)$$

$$\log C = 2.86 \log(d_*) - (\log d_*)^2 - 3.53 \quad (86)$$

$$m = \frac{9.66}{d_*} + 1.34 \quad (87)$$

Dos de estas variables fueron más tarde modificadas para los sedimentos medios y gruesos, utilizando en el modelo numérico los valores revisados y propuestos en HR Wallingford (1990):

$$C = 0.025 \quad (88)$$

$$m = \frac{6.83}{d_*} + 1.67 \quad (89)$$

Al igual que en el apartado 2.2.1, se incluye a continuación una tabla con los rangos de aplicación de las fórmulas de transporte total implementadas en el modelo numérico.

Fórmula de transporte de fondo	Rango de aplicación (diámetro)	Observaciones
Engelund&Hansen	0.19 – 0.93 mm	Validada en laboratorio Válida para $d_{50} > 0.15$ mm Válida para $\sqrt{\frac{d_{90}}{d_{15}}} < 1.6$
Ackers&White	0.04 – 4.0 mm	Validada en campo y laboratorio Proporciona valores demasiado altos para arenas finas y muy finas

*Tabla 2.2. Rangos de aplicación de las fórmulas de transporte sólido total*

El último aspecto comentado en este Capítulo hace referencia al diámetro introducido en todas las fórmulas antes presentadas, y que se corresponde con el diámetro medio de sedimento. Este parámetro es muy similar al diámetro geométrico medio ( $d_{50}$ ) en el caso de granulometrías uniformes, como el correspondiente al sedimento empleado en los ensayos realizados para la validación del modelo numérico utilizando estas fórmulas, como se expondrá más adelante.

### **3. MODELO NUMÉRICO 2D EN RÉGIMEN NO PERMANENTE**

El modelo numérico bidimensional de cálculo de la hidrodinámica y el transporte de sedimentos propuesto en esta Tesis Doctoral, utiliza el método de los volúmenes finitos para la resolución de las ecuaciones representativas de ambos procesos. Este método es aplicado desde hace ya varios años en la solución de diferentes fenómenos que se plantean en los diversos campos de la Hidráulica.

El presente Capítulo se divide en varias partes claramente diferenciadas. En primer lugar se hace una presentación del método de los volúmenes finitos, planteando los aspectos más generales relativos a la discretización del dominio. A continuación se plantea la resolución de las ecuaciones ya comentadas en el Capítulo 2, tanto desde el punto de vista hidrodinámico como del correspondiente al transporte de sedimentos.

Después se introduce propiamente el modelo numérico, y en la última parte del Capítulo se incide en dos aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento y aplicación del modelo. Por un lado se analiza el acoplamiento de ambas partes: hidrodinámica y morfológica: funcionamiento general, variación de las condiciones de contorno, tiempos de ejecución, etc. Por otro lado, se analiza la convergencia y estabilidad, presentando las posibles opciones y justificando la solución adoptada.

#### **3.1 EL MÉTODO DE LOS VOLÚMENES FINITOS (MVF). APLICACIÓN A LA RESOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE AGUAS SOMERAS**

##### 3.1.1 El método de los volúmenes finitos. Discretización del dominio

El método de los volúmenes finitos es utilizado en Hidráulica desde hace relativamente poco tiempo. De forma general podemos decir que este método es aplicado para la resolución de ecuaciones diferenciales representativas de distintos procesos que tienen lugar en ríos y canales.

La resolución de las ecuaciones diferenciales se realiza a través de una discretización del dominio y la aplicación de una metodología de cálculo para la búsqueda de la solución. En el método de los volúmenes finitos se realiza generalmente dicha discretización previa del dominio en triángulos, con el objetivo de calcular la solución en una serie de nodos resultantes de dicha división.

La construcción de los volúmenes finitos puede hacerse de varias formas, comenzando el análisis con los utilizados en nuestro caso. Los volúmenes finitos tipo vértice se obtienen de modo que los nodos de la malla de volúmenes finitos, corresponden a los vértices de la malla previa de triángulos ( $N_i$ ). En torno a cada vértice se construyen las celdas, de tal forma que la frontera de la celda  $C_i$  se obtiene uniendo los centros de los triángulos que

tienen a  $N_i$  como vértice, con los puntos medios de las aristas que coinciden en  $N_i$ .

Este proceso se continúa hasta cerrar el polígono, por lo que observamos que en realidad el método realiza una doble discretización del dominio, inicialmente en triángulos, y a continuación en una serie de volúmenes finitos construidos a partir de los vértices de la división anterior. Estos nodos finales, en los que se resolverán las ecuaciones fundamentales del fenómeno analizado, son así representativos de un determinado volumen finito que lo rodea.

Esta forma de obtención de los volúmenes finitos es la utilizada en el modelo numérico propuesto, y puede esquematizarse en la figura que se presenta a continuación.

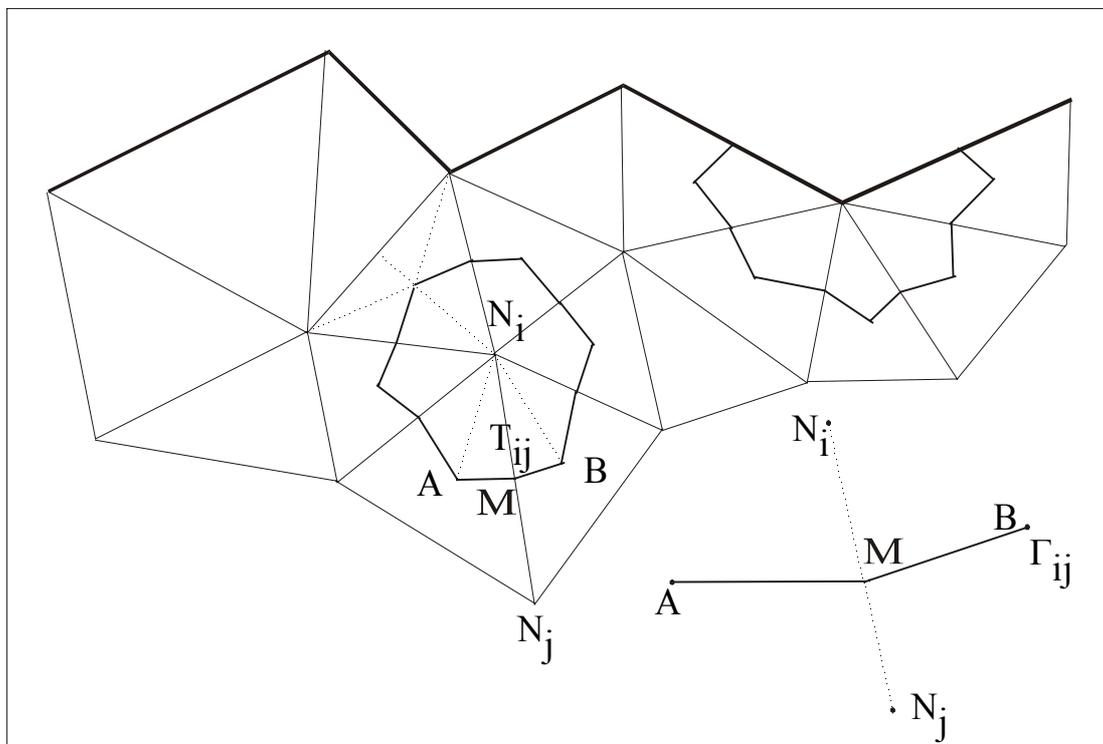


Figura 3.1. Construcción de los volúmenes finitos

Esta tipología no es lógicamente la única que puede encontrarse en la resolución de la hidrodinámica bidimensional en régimen no permanente. Los volúmenes finitos tipo arista (Vázquez-Cendón, 1994), se definen de forma que los nodos de la malla final son los puntos medios de los lados de los triángulos. Las celdas se obtienen uniendo los baricentros de los triángulos y los nodos adyacentes al punto considerado.

En nuestro caso se utilizó la construcción de los volúmenes finitos indicada en primer lugar, utilizados ya con buenos resultados en otros modelos numéricos y trabajos anteriores dentro del grupo de investigación al que pertenece el doctorando. La descripción con mayor detalle de estos y otros aspectos relacionados con el método de los volúmenes finitos pueden consultarse, por

ejemplo, en Chaudhry (1993), Burguete & García-Navarro (2000) o Vázquez-Cendón (1999).

### 3.1.2 Resolución de las ecuaciones de aguas someras

La metodología de cálculo del método de los volúmenes finitos se desarrolla a continuación, particularizando en las ecuaciones de aguas someras analizadas en el Capítulo 2. Estas ecuaciones permiten obtener el calado y las dos componentes del vector velocidad en planta, y son utilizadas de forma frecuente en la obtención de la hidrodinámica existente en ríos y canales.

Las ecuaciones de aguas someras pueden presentarse de distintas formas, expresando a continuación una de ellas.

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

siendo:

- h: calado
- (u,v): componentes en planta del vector velocidad

Ecuación dinámica:

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2h)}{\partial x} + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} = gh \left( S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} \right) - ghS_{fx} \quad (2)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uvh)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2h)}{\partial y} = gh \left( S_{0y} - \frac{\partial h}{\partial y} \right) - ghS_{fy} \quad (3)$$

siendo:

- ( $S_{0x}, S_{0y}$ ): pendientes geométricas
- ( $S_{fx}, S_{fy}$ ): pendientes motrices, calculadas con la expresión de Manning, asumiendo que el radio hidráulico es aproximadamente igual al calado

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (4)$$

Las ecuaciones de aguas someras pueden también expresarse, utilizando un cambio de notación, de la manera siguiente:

$$\frac{\partial w_v(x, y, t)}{\partial t} + \frac{\partial F_1(w_v)}{\partial x} + \frac{\partial F_2(w_v)}{\partial y} = G(x, y, w_v) \quad (5)$$

$(x, y) \in \Omega \subset \mathbb{R}^2; t \in [0, T]$

siendo:

- $w_v$ : vector de variables

$$w_v = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad F_1 = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \\ huv \end{pmatrix}$$

$$F_2 = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix} \quad G = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix}$$

El sistema anterior puede escribirse de una forma más compacta, tal y como sigue:

$$\frac{\partial w_v}{\partial t} + \nabla \mathfrak{F}(w_v) = G(x, y, w_v) \quad (6)$$

siendo:

- $\mathfrak{F}(w_v) = (F_1(w_v), F_2(w_v))^T$
- $\nabla \mathfrak{F}$  la divergencia de  $\mathfrak{F}$ ,  $\left( \frac{\partial \mathfrak{F}}{\partial x}, \frac{\partial \mathfrak{F}}{\partial y} \right)$

Para la resolución de esta última ecuación (6) se plantea y desarrolla finalmente el método de los volúmenes finitos. En primer lugar se divide el dominio  $\Omega$  en un conjunto de volúmenes finitos  $C_i$ . La solución exacta se aproxima así por medio de unos valores  $W^n$ , constantes para cada celda e instante de tiempo  $n$  ( $t_n = n\Delta t$ ). La discretización de la variable temporal se realiza mediante el método de Euler, por lo que el primer sumando puede integrarse fácilmente:

$$\frac{\partial w_v}{\partial t} \approx \frac{W^{n+1} - W^n}{\Delta t} \quad (7)$$

De esta forma, la ecuación (6) se resuelve a través de la integral de superficie de los términos sobre las celdas  $C_i$ , dando lugar a:

$$\iint_{C_i} \frac{W^{n+1}(x, y) - W^n(x, y)}{\Delta t} dA + \iint_{C_i} \nabla \mathfrak{F}(W^n(x, y)) dA = \iint_{C_i} G(x, y, W^n(x, y)) dA \quad (8)$$

Sobre el segundo sumando de la expresión anterior, denominado término de flujo, aplicamos el teorema de Gauss, convirtiendo la integral de superficie en otra de contorno sobre  $\Gamma_i$ , frontera de la celda  $C_i$ . De esta forma,

$$\iint_{C_i} \nabla \mathfrak{F}(W^n(x, y)) dA = \int_{\Gamma_i} \mathfrak{F}(W^n(x, y)) \cdot \bar{n}_{ij} dl \quad (9)$$

siendo:

- $\bar{n}_{ij}$ : vector normal exterior a la arista  $\Gamma_{ij}$ , siendo  $i$  el nodo analizado, y  $j$  el nodo opuesto situado al otro lado de dicha arista

- $dl$ : diferencial de longitud del contorno de la celda

Descomponiendo la integral en el contorno como suma de integrales sobre las aristas, tenemos:

$$\int_{\Gamma_i} \mathfrak{S}(W^n(x, y)) \cdot \bar{\eta}_{ij} dl = \sum_{j \in K_i \Gamma_{ij}} \int \mathfrak{S}(W^n) \bar{\eta}_{ij} dl \quad (10)$$

siendo:

- $K_i$ : conjunto de nodos contiguos al nodo  $i$

Para desarrollar este término usamos un esquema descentrado *upwind* de primer orden, en particular el conocido como esquema CIR, por proceder de las aportaciones de los investigadores Courant, Isaacson y Rees (Vázquez-Cendón, 1994). El término *upwind* hace referencia a que, en la discretización espacial, usamos los valores de las variables de los puntos de donde procede la información, asegurando de esta forma la inexistencia de oscilaciones y la convergencia de la solución. El esquema CIR tiene la desventaja (común a los métodos de primer orden), de que las discontinuidades tienden a difundirse y los valores extremos a recortarse.

Los esquemas centrados no han sido utilizados al ser considerados inestables y, por otro lado, los esquemas descentrados *upwind* han sido claramente recomendados en este tipo de análisis (Toro, 1997). En cualquier caso, la validación del modelo numérico, tanto en la comparación con otros programas existentes y reconocidos, como en la campaña experimental que se presenta en el Capítulo 5, certifican la adecuada aplicación de estas aproximaciones.

Así, desarrollamos el término anterior a través de una función denominada flujo discreto, tal y como se indica a continuación:

$$\int_{\Gamma_{ij}} \mathfrak{S}(W^n(x, y)) \cdot \bar{\eta}_{ij} dl \approx \|\bar{\eta}_{ij}\| \phi(W_i^n, W_j^n, \bar{\eta}_{ij}) \quad (11)$$

siendo:

- $\phi(W_i^n, W_j^n, \bar{\eta}_{ij})$ : función flujo discreto

Para la definición del flujo discreto pueden emplearse varios métodos, utilizando en el marco de esta Tesis Doctoral los Q-esquemas descentrados de van Leer (1977). Estos esquemas contienen un término centrado, y otro que aporta un descentramiento que asegura la convergencia del modelo. Para evitar que este término pueda anularse y perder dicha convergencia, es necesario realizar una regularización de autovalores, como puede comprobarse en los trabajos de Harten (Harten, 1984).

El tercer sumando de la ecuación (6) es el correspondiente al término fuente. Para dicho sumando, la conveniencia del descentrado ha sido analizada, entre otros, por LeVeque y Yee (1990), y Vázquez-Cendón (1999). La aproximación se realiza en este caso a través de una función fuente discreta, que es definida de la siguiente forma:

$$\iint_{C_i} G(x, y, W^n(x, y)) dA = \sum_{j \in K_i} \iint_{T_{ij}} G(x, y, W^n) dx dy = \sum_{j \in K_i} A_{T_{ij}} \Psi_{ij}^n \quad (12)$$

siendo:

- $T_{ij}$ : subceldas en las que se divide cada volumen finito  $C_i$
- $A_{T_{ij}}$ : área de cada subcelda  $T_{ij}$
- $\Psi_{ij}^n$ : función fuente discreta

En la contribución presentada recientemente por Vázquez-Cendón (1999), se recomienda la utilización de una función fuente discreta con dos términos: uno que tiene en cuenta la pendiente geométrica entre cada nodo y los que lo rodean, y otro denominado término de fricción.

Como se ha comentado, para la discretización de los términos de flujo y fuente, se utilizan los valores de las variables tanto del nodo  $N_i$  como de los opuestos  $N_j$ . En la aplicación de las condiciones de contorno, encontramos que no existen nodos en la parte del volumen finito correspondiente a las aristas frontera. En el flujo discreto, el sistema que se ha seguido es suponer que el valor en el nodo opuesto es el mismo que en el nodo frontera, lo cual equivale a no descentrar el flujo. En el término fuente, como las aristas tienen área nula, no se consideran aportaciones de la frontera para dicho término.

Como resumen de todo lo expuesto, podemos decir en la integración de las ecuaciones de aguas someras se realiza una discretización hacia delante en la variable temporal, y otras dos discretizaciones espaciales descentradas de los términos flujo y fuente, evaluados en el instante  $t_n$ . De esta manera la ecuación (6) se reduce a:

$$W^{n+1} = W^n + \frac{\Delta t}{A_i} \left( \sum_{j \in K_i} A_{T_{ij}} \psi_{ij}^n - \sum_{j \in K_i} \|\bar{n}_{ij}\| \phi_{ij} \right) \quad (13)$$

La ecuación anterior proporciona un método iterativo explícito en el tiempo, que permite calcular el vector de variables en todos los nodos del dominio, a partir de los valores en el instante anterior, en el mismo nodo  $N_i$  y en los  $N_j$  que lo circundan. Las variables obtenidas corresponden al calado en cada punto y al caudal por unidad de ancho en las dos dimensiones, del cual se obtienen fácilmente las dos componentes del vector velocidad en planta promediadas en la vertical.

### 3.2 RESOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Como se comentó al principio de este Capítulo, el modelo bidimensional que evalúa el transporte de sedimentos trabaja de forma conjunta aunque desacoplada respecto al bloque hidrodinámico. El dominio en el que se resuelven las ecuaciones fundamentales, discretizado previamente en triángulos y después en volúmenes finitos, es exactamente el mismo en ambos

casos, lo que supone una considerable economía de tiempo en los cálculos realizados.

La parte morfológica del modelo utiliza la hidrodinámica obtenida con anterioridad, conociendo de esta forma el calado y las dos componentes en planta del vector velocidad. Con estos datos, se calcula la variación del fondo en los nodos del dominio, y los volúmenes de sedimento intercambiados entre unos volúmenes finitos y otros. El sedimento es granular y uniforme en todo punto, y el carácter de régimen no permanente se comentará más adelante, con la explicación del acoplamiento de los bloques hidrodinámico y morfológico.

### 3.2.1 Ecuación de continuidad del sedimento

Al igual que en el apartado anterior, se enuncian aquí de forma general las ecuaciones que rigen el fenómeno, y que fueron analizadas en el Capítulo 2.

La ecuación de continuidad del sedimento fue formulada inicialmente por Exner (Exner, 1925), aunque recogemos aquí la presentada por García (García, 2000):

Ecuación de continuidad del sedimento:

$$(1 - p_0) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + w_s \cdot (E_s - \bar{c}_b) = 0 \quad (14)$$

siendo:

- $p_0$ : porosidad
- $Z_b$ : cota del fondo
- $(q_{bx}, q_{by})$ : caudales sólidos de fondo en las direcciones x,y
- $w_s$ : velocidad de caída del sedimento
- $E_s$ : factor adimensional de entrada del sedimento en suspensión
- $\bar{c}_b$  : concentración promedio de sedimento en suspensión en el fondo

Multiplicando los términos por el área de cada volumen finito, e integrando, tenemos:

$$\iint_{C_i} \left[ (1 - p_0) \frac{\partial Z_b}{\partial t} dA + \left( \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + w_s \cdot (E_s - \bar{c}_b) \right) dA \right] = 0 \quad (15)$$

Considerando la porosidad constante, y desarrollando el segundo término se llega a:

$$(1 - p_0) \iint_{C_i} \frac{\partial Z_b}{\partial t} dA + \left[ \iint_{C_i} \text{div}(q_{bx}, q_{by}) + \iint_{C_i} w_s \cdot (E_s - \bar{c}_b) \right] \cdot dA = 0 \quad (16)$$

Al igual que en el apartado anterior, la discretización en el tiempo se realiza mediante el método de Euler. Otro paso importante hace referencia a los valores del último término de la ecuación, que son constantes en cada instante

y celda. Por otro lado, aplicando el teorema de la divergencia al segundo sumando, convertimos la integral de superficie en una integral de línea sobre el contorno  $\Gamma_i$  de cada volumen finito. De esta forma, se tiene:

$$(1-p_0) \frac{Z_b^{n+1} - Z_b^n}{\Delta t} A_i + \int_{\Gamma_i} \bar{q}_b \cdot d\bar{l} + (w_s \cdot (E_s - \bar{c}_b)) \cdot A_i = 0 \quad (17)$$

siendo:

- $A_i$ : área de cada volumen finito

La integral de línea se desarrolla como un sumatorio a lo largo del contorno, calculando las aportaciones de cada lado a través de la semisuma de los caudales sólidos del nodo analizado y los que lo rodean.

Las consideraciones hechas en la utilización de esquemas descentrados en la integración de las ecuaciones de aguas someras, son también válidas aquí. Las primeras ejecuciones se hicieron mediante un esquema centrado, que resultó claramente inestable, por lo que de nuevo se implementó el esquema descentrado *upwind* en esta parte de la resolución.

Las condiciones de contorno relativas al transporte de sedimentos hacen referencia a la posibilidad de añadir un caudal sólido en las fronteras del dominio, o fijar la cota del fondo de un determinado nodo. La inclusión de estas condiciones puede generar en determinados casos dificultades en la ejecución que afecten a la estabilidad de la solución, especialmente en estudios con contornos muy irregulares, o con episodios de transporte de material importantes.

La expresión final de cálculo de la elevación del fondo queda de la siguiente forma:

$$Z_b^{n+1} = Z_b^n - \frac{\Delta t}{(1-p_0)} \left[ \left( \frac{\sum_{\Gamma_i} \bar{q}_b \cdot d\bar{l}}{A_i} \right) + (w_s \cdot (E_s - \bar{c}_b)) \right] \quad (18)$$

También aquí podemos decir que la ecuación anterior proporciona un método iterativo explícito en el tiempo, que permite calcular el valor de la cota del fondo en cada nodo  $N_i$ , a partir de los valores de las variables en el instante anterior de dicho nodo y los que lo rodean.

### 3.2.2 Ecuaciones del transporte sólido

La aplicación del método de los volúmenes finitos a la parte morfológica del modelo numérico es evidentemente más sencilla que en el caso hidrodinámico. El problema en este bloque se plantea en utilizar correctamente las ecuaciones de transporte sólido, incluyendo en el programa las más apropiadas para cada caso.

En el modelo numérico que aquí se presenta se han utilizado diversas formulaciones que ya fueron analizadas en el Capítulo 2. Estas expresiones son contrastadas con las utilizadas en otros programas informáticos similares, y validadas junto con el resto del modelo en los distintos experimentos de laboratorio realizados.

Las fórmulas incluidas coinciden en buena parte con las referenciadas en el programa MIKE21, como se analizará con detalle en los Capítulos 4 y 6. Las razones para ello son variadas, aunque parece lógico que modelos numéricos con planteamientos y objetivos similares, utilicen herramientas parecidas y ampliamente aceptadas. Además, de esta forma se proporciona la posibilidad de comparar ambos programas en la resolución de un ejemplo común, aspecto que también se tratará en esta Tesis Doctoral.

### **3.3 ORGANIGRAMA DEL CÓDIGO REALIZADO**

El programa que se presenta consta de varios subprogramas en los que se definen los datos, las condiciones iniciales y otras variables necesarias para la ejecución del modelo numérico general. A continuación se indican las características y finalidad de cada uno de ellos.

Un aspecto inicial que quiere resaltarse es que todos los códigos implementados están escritos en lenguaje Fortran. Esto es debido en parte al conocimiento previo de esta herramienta por parte del doctorando, y a la utilización de la misma en el desarrollo del bloque hidrodinámico realizado previamente por el Profesor Jaime Fe Marqués. Por otro lado, en la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad de A Coruña existen modelos bidimensionales que evalúan la hidráulica y el transporte de contaminantes en régimen no permanente, utilizando el método de los elementos finitos.

El modelo numérico propuesto realiza el cálculo del transporte de sedimentos y la hidrodinámica mediante el método de los volúmenes finitos, de tal forma que podrá acoplarse a los anteriores con mayor facilidad al ser todos ellos códigos Fortran. El objetivo final es disponer de una herramienta de cálculo suficientemente robusta y útil en los estudios relacionados con los campos de la Hidráulica antes mencionados.

El modelo numérico se ha denominado HidrSed por la posibilidad de obtener de forma conjunta la hidrodinámica y las variaciones morfológicas del dominio analizado. Para poder ejecutarlo, son necesarios varios datos de partida referentes al cálculo procedentes de tres ficheros distintos, tal y como se indica en el organigrama de la siguiente figura.

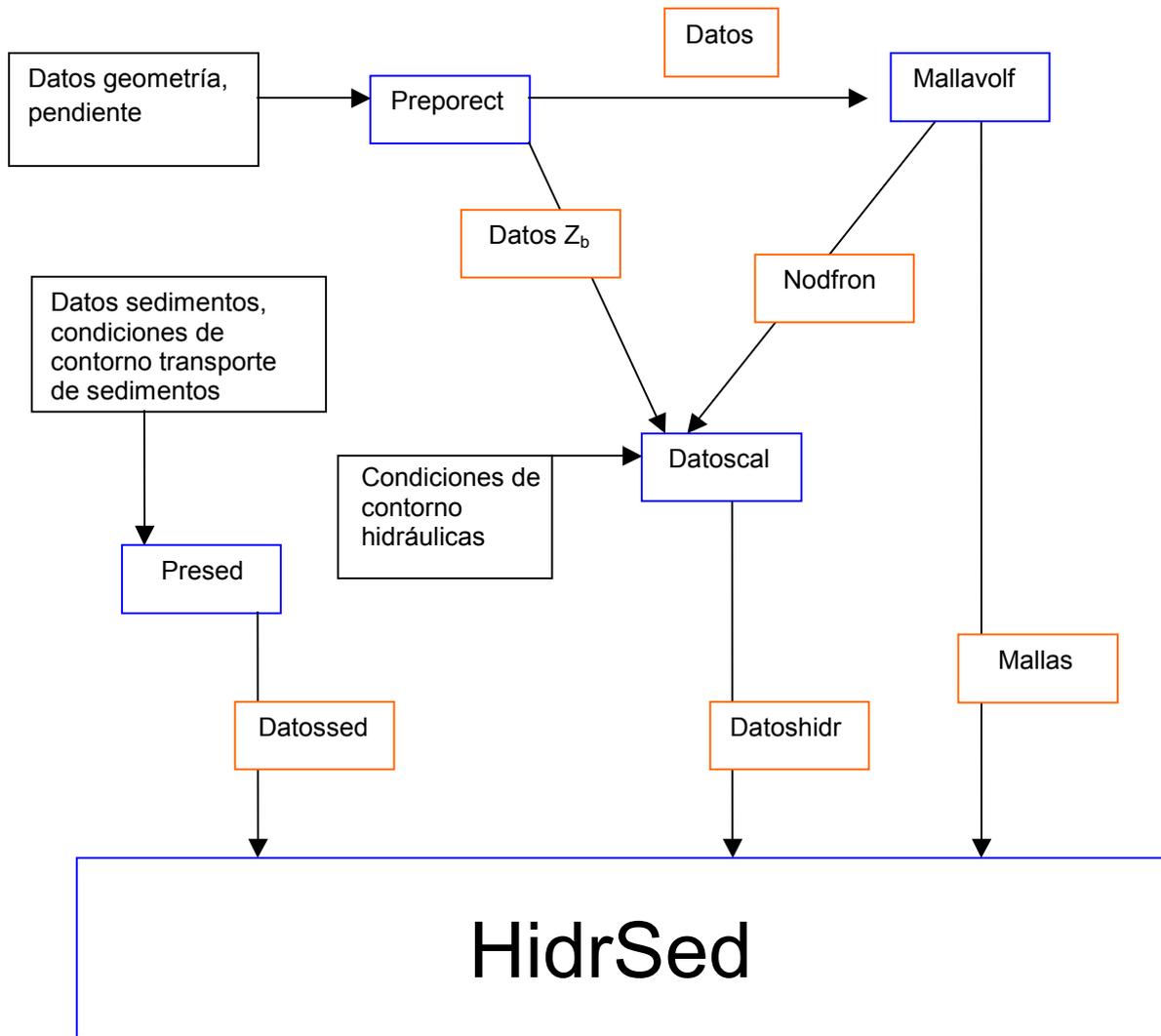


Figura 3.2. Organigrama del modelo numérico HidirSed (en azul los códigos Fortran y en naranja los ficheros de resultados)

El subprograma denominado Preporect calcula la cota de los puntos del río o canal en el caso de pendiente uniforme y otros casos regulares, generando a continuación la malla de triángulos previa a la definición de los volúmenes finitos. Los datos necesarios para su ejecución son el número de nodos, la posición de los mismos y la pendiente del tramo. En el caso de contar con un contorno irregular, es necesario el uso de un mallador externo, como por ejemplo el incluido en el programa SMS, o realizar una introducción manual y más específica de la geometría, que debe ser realizada de forma directa en el fichero Datos.

Con los datos de esta primera malla se ejecuta el segundo código Fortran, Mallavolf, con el que se obtiene la segunda malla con los nodos y los volúmenes finitos que los rodean, además de diversa información geométrica sobre dichos volúmenes finitos.

El código Mallavolf proporciona dos ficheros de resultados. En el fichero Mallas se recoge la información de la malla de volúmenes finitos, y constituye la primera entrada necesaria para ejecutar el modelo numérico principal. El segundo fichero proporciona el número y ubicación de los nodos frontera que, junto con las alturas de los nodos obtenidas anteriormente, y los datos de las condiciones de contorno hidráulicas introducidas por el usuario, constituyen la entrada del subprograma Datoscal. El fichero de resultados que genera este tercer código contiene la información previa relativa a la hidráulica, que será leída por el programa principal para realizar los cálculos hidrodinámicos. Entre los datos introducidos por el usuario está la definición del tipo de régimen esperado en la ejecución. Si el régimen es rápido, se definen como condiciones de contorno el caudal por unidad de anchura y el calado en la sección situada aguas arriba del dominio. En el caso de presentarse régimen lento, la segunda condición de contorno corresponde al calado aguas abajo.

Los datos relativos a los sedimentos y las condiciones de contorno para los cálculos morfológicos son directamente introducidos por el usuario en el código Fortran denominado Presed. También se especifican la porosidad, el diámetro medio de sedimento, los niveles máximos de erosión en cada nodo, el caudal sólido en el borde aguas arriba, y las fórmulas de transporte de fondo o transporte total que serán utilizadas.

El tiempo máximo de ejecución es aportado externamente, aunque el programa detiene el cálculo si se alcanza el equilibrio entre las condiciones hidrodinámicas y la morfología del tramo, es decir, si desaparecen las condiciones que provocan erosión o sedimentación en todos los puntos del dominio. El fichero de resultados, denominado Datossed, constituye la tercera y última entrada que necesita el programa principal HidrSed para comenzar la ejecución.

Aunque los códigos definidos anteriormente podrían compactarse entre ellos, se prefirió separarlos en varios modelos distintos. Todos tienen un coste computacional muy bajo, ya que las operaciones son sencillas y se ejecutan rápidamente, dependiendo, como es lógico, del número de nodos del dominio.

Finalmente, el programa principal denominado HidrSed es el modelo numérico que evalúa en régimen no permanente y en dos dimensiones la hidrodinámica y el transporte de sedimentos, de forma conjunta y desacoplada. Este modelo sí requiere de ejecuciones de minutos y horas (según el caso), como se comentará en los Capítulos posteriores relativos a la validación con otros programas similares, y con experimentos de laboratorio. A continuación se analiza la resolución de las ecuaciones representativas de ambos bloques hidrodinámico y morfológico a través del método de los volúmenes finitos, el acoplamiento entre ellos y el estudio de la convergencia y la estabilidad.

### **3.4 ACOPLAMIENTO DE AMBOS BLOQUES DEL MODELO**

Como se ha indicado anteriormente, el modelo numérico evalúa de forma separada la hidrodinámica y el transporte de sedimentos. Sin embargo, una de

las ventajas fundamentales que presenta es la capacidad de interaccionar ambos bloques entre sí de una forma rápida y sencilla, siempre dentro del mismo código Fortran.

En otros programas, cuando las variaciones del fondo son significativas y la hidrodinámica de partida no se considera aceptable para las nuevas condiciones, es necesario detener la ejecución y exportar los datos de un modelo a otro. Una vez recalculada la hidrodinámica en el nuevo dominio alterado por el transporte de sedimentos, esos resultados son llevados otra vez al programa morfológico, para seguir evaluando el transporte sólido.

En nuestro caso, ambos programas se unen en un solo modelo numérico que posee ambos bloques en el mismo código, lo que permite una interacción continua entre ellos como a continuación se explica.

El proceso de ejecución del modelo y del acoplamiento entre ambas partes del mismo es el siguiente. Inicialmente se obtiene la hidráulica previa con el bloque hidrodinámico, a partir del dominio existente y las condiciones iniciales y de contorno elegidas. En este primer cálculo se determinan el calado y las dos componentes del vector velocidad en planta en todo el dominio. Desde el punto de vista físico no es un tiempo que haya transcurrido en la realidad, es un intervalo de adecuación del dominio a la hidráulica presente en el momento en el que se comienzan a analizar las evoluciones morfológicas.

Estas operaciones se detienen cuando se alcanza una determinada convergencia en las variables hidrodinámicas antes comentadas, como se desarrollará en el siguiente apartado. En ese momento, los valores de dichas variables son llevados al bloque morfológico.

En esta nueva fase se calcula el transporte de sedimentos en todos los puntos del dominio. Se evalúa la posible erosión o sedimentación de dichos nodos, y los volúmenes de sedimento intercambiados entre unos volúmenes finitos y otros. Como se ha indicado en otros Capítulos de esta Tesis Doctoral, este modelo numérico no se ha desarrollado para evaluar el transporte sólido en avenidas, cuando el volumen de material movilizado es muy alto, ya que la resolución de dicha problemática debe abordarse de otra forma a la aquí indicada. Sin embargo, aunque el modelo se plantee para variaciones del fondo suficientemente pequeñas, la evolución del transporte de sedimentos afecta a la hidráulica considerada constante en esta parte.

Por todo ello, el modelo se mantiene en este bloque morfológico hasta que uno de los nodos del dominio alcanza una variación significativa en la elevación del lecho (aproximadamente  $3 d_{50}$ ). Este aspecto también se comentará con más detalle en el siguiente apartado del presente Capítulo. Alcanzado dicho umbral, el modelo vuelve al bloque hidrodinámico para recalculer el calado y la velocidad. De nuevo en este punto, cuando en la parte hidráulica se alcanza una determinada convergencia, se vuelve al bloque morfológico, y así sucesivamente.

Este proceso puede continuar indefinidamente si se dan las condiciones para ello, o por el contrario puede detenerse en un determinado instante. Si los sucesivos resultados del bloque hidrodinámico propician que no desaparezcan las condiciones que provocan la erosión y/o sedimentación de los puntos del dominio, evidentemente estas variaciones morfológicas se podrían prolongar de forma indefinida. En este caso, y al igual que otros modelos similares, puede definirse por el usuario una altura máxima de erosión en el lecho, que en el caso de ser alcanzada, detiene la ejecución del programa.

Existe lógicamente otra posibilidad de que los cálculos del modelo numérico se detengan en un determinado momento de la interacción entre ambos bloques. Resumiendo de una forma general, a medida que el fondo de un canal o río es erosionado, se produce como consecuencia un aumento del calado y una disminución de la velocidad (si el caudal no varía).

Si este proceso se reproduce varias veces, la disminución de dicha velocidad puede provocar que la tensión tangencial del fondo no supere ya la tensión tangencial crítica, desapareciendo las condiciones para que exista erosión. Si tampoco se produce sedimentación, llegamos a la conclusión de que, de forma natural, se puede alcanzar un equilibrio que el modelo debe detectar, y de hecho así lo hace como quedará reflejado en el análisis de los resultados experimentales.

Sobre este funcionamiento conjunto de ambos bloques hidrodinámico y morfológico del modelo deben hacerse varias indicaciones. El programa acepta evidentemente aquellas variaciones que quieran introducirse en las condiciones de contorno en cualquier momento, volviendo a calcular las variables hidráulicas y morfológicas con esos nuevos datos. Esta condición es una de las bases para que el modelo refleje el comportamiento en régimen no permanente. Si en un determinado instante se introduce una modificación en el caudal circulante, o se varía la altura de agua en los extremos aguas arriba o aguas abajo del dominio, el modelo detiene el cálculo en dicho instante. A continuación retorna al bloque hidráulico del modelo donde se vuelve a obtener la hidrodinámica existente a partir de las nuevas condiciones de contorno impuestas.

Otro aspecto importante en el funcionamiento conjunto del modelo numérico es el que se comenta a continuación. Imaginemos por un momento que la condición de contorno en la frontera aguas abajo es un determinado nivel de agua; sin embargo, durante la ejecución, el modelo detecta que el vertido en dicho borde se realiza con calado crítico, y que en este caso es superior al nivel anterior definido por el usuario. Evidentemente, el modelo continuará imponiendo esta condición de calado crítico mientras las condiciones no cambien.

Imaginemos también que en esa parte del dominio se está produciendo una determinada erosión, que lógicamente disminuye la cota del fondo en las sucesivas iteraciones del modelo. Puede ocurrir, pasado un cierto intervalo de tiempo, que la erosión provocada en dicho borde haga que el nivel anterior definido por el usuario sea ahora mayor que el calado crítico. De esta forma, la

nueva condición de contorno es ahora el nivel marcado en dicha sección aguas abajo.

Por último, un aspecto que incide también en la interacción entre los dos bloques, y de una importancia fundamental, es el tiempo de ejecución del programa. Como se comentó previamente, el tiempo de cálculo computacional de la hidráulica inicial es simplemente un intervalo de adaptación del modelo a las condiciones introducidas por el usuario. Por lo tanto, en general el tiempo real de ejecución que empieza a contabilizarse es el relativo al bloque morfológico del modelo numérico. Cuando se supera un determinado umbral significativo de erosión o sedimentación en un punto del dominio, el modelo vuelve al bloque hidrodinámico para recalcular las variables hidráulicas.

El intervalo computacional de estos cálculos hidráulicos tampoco es un tiempo real, ya que cuando se está produciendo una erosión o deposición de material, la adaptación de calados y velocidades se está haciendo simultáneamente al proceso erosivo o de sedimentación (con predominio del transporte de fondo). De esta forma, el tiempo que se considera como de ejecución real del modelo es únicamente el correspondiente al bloque morfológico.

Estas consideraciones exigen que la interacción entre las dos partes del modelo sea continua, y que el umbral de erosión o sedimentación sea lo suficientemente pequeño para considerar que la hidráulica no se modifica de forma sustancial durante las iteraciones morfológicas. Algo parecido ocurre en los cambios en las condiciones de contorno, en los que también la interacción entre ambos bloques es continua para asegurar la adaptación instantánea de la hidrodinámica al transporte de sedimentos. Este extremo se considera válido en el campo de aplicación del modelo numérico propuesto, con transporte de fondo predominante y volúmenes de sedimentos movilizados relativamente pequeños.

Sobre este funcionamiento general deben hacerse algunas puntualizaciones. En primer lugar, si inicialmente no existe flujo circulando en el dominio (conocido también como situación de suelo seco), el tiempo de cálculo de la hidrodinámica inicial sí es un tiempo real que es registrado como tal. Y si en ese intervalo se desarrollan las condiciones necesarias para provocar el transporte de sedimentos en algún punto, aunque no se haya alcanzado el estado estacionario, el programa abandona el bloque hidrodinámico para comenzar los cálculos morfológicos.

Otra situación que se puede producir es la conocida como lecho fijo, o la correspondiente a un diámetro medio de sedimento suficientemente grande para que no se produzca arrastre alguno. Tanto si el régimen es estacionario como si el caudal es variable en el tiempo, en estos casos en los que no existe transporte de sedimentos, el tiempo real de cálculo es el correspondiente al bloque hidrodinámico.

En cualquier caso, el análisis de los tiempos de ejecución en los modelos numéricos en los que se calcula el transporte de sedimentos es un campo todavía con mucha discusión en el ámbito de la comunidad científica. Y es un

tema complejo porque, en general, casi todos los aspectos relacionados con la morfología fluvial no gozan de una universalidad aceptada, ni de soluciones exactas a muchos de los problemas planteados.

En estudios con importantes volúmenes de material transportado en suspensión, la adaptación de las variables hidrodinámicas no es inmediata, y existen unos intervalos de adecuación entre ambos procesos. En el modelo numérico propuesto, que no contempla esa posibilidad, la interacción temporal entre los bloques hidrodinámico y morfológico se realiza como fue explicado anteriormente.

Por otro lado, plantear el análisis del tiempo de ejecución del modelo es hacerlo también con la utilización de una fórmula de transporte sólido u otra, ya que ambos parámetros aparecen en la ecuación de continuidad del sedimento desarrollada anteriormente. Y, teniendo en cuenta que dichas fórmulas del transporte sólido pueden tener errores significativos (cuando están incluso debidamente aplicadas), los resultados del tiempo de ejecución deben tener en cuenta esos márgenes de error.

Como suele decirse en los manuales de todos los programas que involucran el transporte de sedimentos, dichos resultados deben ser analizados con cautela, lo que también se aplica lógicamente al propuesto en esta Tesis Doctoral.

### **3.5 CONVERGENCIA Y ESTABILIDAD**

El estudio de la convergencia, la estabilidad y las tolerancias existentes en el modelo numérico tiene varios campos de definición, cuyo tratamiento se presenta desde una triple perspectiva.

En primer lugar debe analizarse la estabilidad general del modelo, posibilitando que se alcance la convergencia necesaria cumpliendo las condiciones del método utilizado. La estabilidad depende de varios factores, siendo el tamaño de malla uno de los elementos más importantes, que es introducido al definir el dominio y la geometría del caso estudiado. No existen reglas generales a la hora de especificar dicho tamaño, ya que la elección depende de la longitud del tramo analizado, y otros factores como la velocidad, el área o el perímetro de los volúmenes finitos resultantes.

Los resultados obtenidos son los que expresan la adecuación de ese tamaño al objetivo buscado. La inestabilidad del modelo se suele manifestar mediante una interrupción brusca en la ejecución del mismo. Aunque el programa se detenga de forma natural, es obligatorio comprobar que los resultados son aceptables, y corroborar de esta forma que el tamaño de malla introducido inicialmente es correcto.

Las condiciones de estabilidad y convergencia han sido analizadas y desarrolladas por distintos autores. Entre ellos, pueden destacarse las aportaciones de Courant (Bonillo, 2000), que desarrolló un coeficiente

relacionando las variables involucradas en el proceso, y que se presenta a continuación.

Número de Courant:

$$Cr = \frac{V \cdot \Delta t}{\Delta x} \quad (19)$$

siendo:

- V: velocidad media
- $\Delta t$ : intervalo temporal de cálculo
- $\Delta x$ : máximo tamaño del elemento o celda utilizado

El número de Courant relaciona la distancia recorrida en función del intervalo temporal y el tamaño de malla. En nuestro caso, dado que no se persigue un análisis del fenómeno del transporte de solutos, la condición de estabilidad del modelo se planteó únicamente usando el número de Courant. Analizando la hidrodinámica en una dimensión, la condición de convergencia obliga a que dicho coeficiente sea menor que 1.

$$Cr = \frac{(V + c_w) \cdot \Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (20)$$

siendo:

- $c_w$ : celeridad de onda,  $c_w = \sqrt{g \cdot h}$

De esta forma, aseguramos que la velocidad definida para el modelo numérico no es superada por la existente en la realidad, definida como suma de la velocidad media de cada nodo y la celeridad de la onda. El intervalo de tiempo necesario para cumplir la condición anterior es, por lo tanto:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{V + c_w} \quad (21)$$

La aplicación del número de Courant al método de los volúmenes finitos ha sido analizado por diversos autores (Brufau, 2000). En el caso del análisis hidráulico en dos dimensiones, no tiene sentido enunciar la estabilidad en función del tamaño de malla en una sola dirección. Para este caso, existen dos posibilidades en el planteamiento de la convergencia utilizando el número de Courant, ambas basadas en las velocidades existentes en el estudio, pero que difieren en la variable geométrica empleada.

El primer método realiza una búsqueda del mínimo intervalo de tiempo compatible con la estabilidad en todos los puntos y volúmenes finitos del dominio, a través de la distancia entre dichos puntos. La fórmula para obtenerlo es la siguiente:

$$\Delta t = \min \left( \frac{d_{ij}}{(V + c_w)} \right) \quad (22)$$

siendo:

- $d_{ij}$ : distancia entre nodos, siendo  $i$  el nodo en el que se analiza el intervalo de tiempo, y  $j$  cada uno de los nodos que lo rodean

El segundo método hace un cálculo parecido, pero utiliza en este caso el cociente entre área y perímetro de cada volumen finito, como se indica en la siguiente fórmula:

$$\Delta t = \min\left(\frac{A_i}{P_e \cdot (V + c_w)}\right) \quad (23)$$

siendo:

- $A$ : área de la celda
- $P_e$ : perímetro de la celda

Durante el desarrollo y validación del modelo numérico ambos métodos fueron usados en los casos prácticos incluidos en los Capítulos 4 y 6. En líneas generales, podemos indicar aquí que el segundo método fue el que se utilizó para obtener la convergencia necesaria. En los casos más complejos, incluso fue necesario multiplicar el intervalo de tiempo por un factor reductor de 0.175 en todas las ejecuciones, que lógicamente incrementó el coste computacional de las ejecuciones.

Este intervalo de tiempo que cumple la condición de Courant es utilizado en el bloque hidrodinámico del modelo numérico. En el caso del transporte de sedimentos también se usan las velocidades como elemento fundamental del cálculo, por lo que la condición de convergencia comentada anteriormente se mantuvo para el bloque morfológico. En el programa MIKE21, se plantea la elección de la variable temporal de forma diferente. En este último caso, para un dominio cuadrado con tamaño de malla  $\Delta x$ , la condición de estabilidad es:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{C_x^2 + C_y^2}} \quad (24)$$

siendo:

- $C_x, C_y$ : Componentes en planta de la velocidad de variación del fondo,

$$C_x = \frac{1}{1 - p_0} \frac{\partial q_x}{\partial Z_b}, \quad C_y = \frac{1}{1 - p_0} \frac{\partial q_y}{\partial Z_b}$$

Esta condición fue implementada en algunos ejemplos desarrollados con el modelo numérico propuesto, reduciendo los dominios rectangulares a mallas cuadradas para poder aplicarla. En los resultados obtenidos se constató que esta forma de calcular el intervalo de tiempo puede ser interesante en movilizaciones de sedimentos de cierta importancia. Sin embargo, la exigencia de mallas no cuadradas en la mayoría de los casos reales de ríos y canales, y el aumento del coste computacional con este último análisis, motivaron la utilización del método área/perímetro explicado más arriba.

El análisis anterior hace referencia a la estabilidad general del modelo, pero también hemos de comentar las tolerancias introducidas en el bloque

hidrodinámico como paso previo al cálculo del transporte de sedimentos, y viceversa. Todo esto, lógicamente, si no se produce un cambio en las condiciones de contorno, en cuyo caso el planteamiento ya fue comentado en el apartado anterior.

Como regla general, la tolerancia para las condiciones hidráulicas se alcanza cuando las variaciones en todos los nodos, entre cada iteración y la anterior, son menores de un cierto valor. Dicho valor se fijó en  $10^{-6}$  metros en el caso del calado, y  $10^{-6}$  metros/segundo en las dos componentes del vector velocidad. Cuando se trabajó con un valor de  $10^{-4}$  en ambos casos, se notaron ciertas diferencias entre los resultados obtenidos, que prácticamente dejaron de existir a partir de un límite de  $10^{-5}$ , fijando finamente el valor de  $10^{-6}$  para mayor seguridad.

En tercer y último lugar, también se especifica la tolerancia definida en el bloque morfológico para volver al bloque hidráulico. Como se indicó anteriormente, cuando la erosión o la sedimentación es mayor de un cierto umbral, se considera que las condiciones hidrodinámicas con las que se está calculando el transporte de sedimentos (supuestas constantes en ese momento), ya no son significativas en el dominio estudiado.

El límite marcado como umbral máximo de erosión o sedimentación para volver a evaluar la hidrodinámica fue fijado en  $3d_{50}$ , siendo  $d_{50}$  el diámetro geométrico medio del sedimento analizado. Este umbral es un límite que se considera apropiado en un intervalo de tamaño de sedimento cercano al milímetro, utilizado en la validación experimental del modelo numérico. En el caso de ejecutar el modelo con gravas gruesas o muy gruesas, dicho valor puede ser modificado fácilmente en el código Fortran principal.

## **4. VALIDACIÓN NUMÉRICA DEL MODELO**

El modelo numérico que se presenta en esta Tesis Doctoral evalúa en régimen no permanente la hidrodinámica y el transporte de sedimentos en ríos y canales, calculando el transporte de fondo y el transporte total, y determinando las variaciones hidráulicas y morfológicas del dominio.

La validación del modelo numérico se ha separado en dos partes claramente diferenciadas. La primera de ellas, desarrollada en este Capítulo, corresponde a una validación exclusivamente numérica, basada por un lado en casos ampliamente estudiados y presentes en la literatura, y por otro mediante la comparación de los resultados del modelo con otros programas utilizados en Hidráulica Fluvial.

### **4.1 VALIDACIÓN NUMÉRICA DEL BLOQUE HIDRODINÁMICO**

Como ya se ha indicado previamente en otros apartados, la implementación del modelo numérico tuvo dos fases principales. En la primera de ellas se desarrollaron las subrutinas que resuelven las ecuaciones de aguas someras en un entorno bidimensional, y que permiten obtener la solución de las variables hidrodinámicas.

Este trabajo surgió a raíz de la creciente aplicación del método de los volúmenes finitos en el campo de la Hidráulica, fundamentalmente debido a los trabajos presentados por dos grupos de investigación de las Universidades de Santiago de Compostela y Zaragoza. Posteriormente y aprovechando dichos avances, en la Universidad de A Coruña fue desarrollado por el Profesor Jaime Fe Marqués un modelo exclusivamente hidrodinámico utilizando el mismo método.

Este modelo constituyó el germen del modelo numérico que se presenta, aprovechando de esta forma los cálculos de las variables hidráulicas para evaluar el transporte de sedimentos en un nuevo bloque denominado morfológico. Finalmente, ambos bloques hidráulico y morfológico fueron introducidos en un único código Fortran para la interacción entre ambos, y posibilitar de esta forma el funcionamiento conjunto.

En el caso del bloque hidrodinámico la validación del modelo numérico fue realizada, en un primer momento, comparando los resultados obtenidos con los existentes en una serie de casos conocidos y ampliamente recogidos en la literatura. Estas comparaciones fueron desarrolladas por el Profesor Jaime Fe, aunque se ha creído oportuno incluirlas en la presente Tesis Doctoral para mostrar el correcto funcionamiento de las subrutinas hidrodinámicas que forman parte del modelo numérico general (Peña, Fe *et al*, 2002).

En este apartado se han incluido dos ejemplos ampliamente conocidos, correspondientes a la resolución de las ecuaciones de aguas someras en un

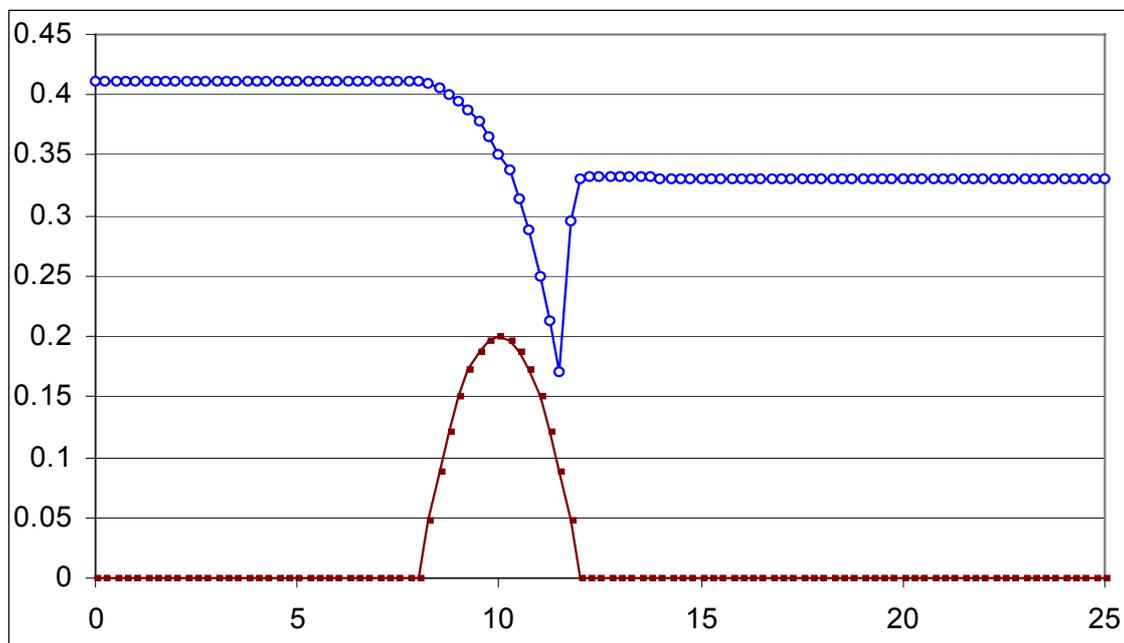
canal con un obstáculo en el fondo, y el caso conocido como rotura de presa (*dam-break problem*).

#### 4.1.1 Canal con obstáculo parabólico en el fondo

En este primer ejemplo se implementó en el modelo un canal de 25 metros de largo por 1 metro de ancho, con un obstáculo parabólico situado en el fondo del canal. Para la resolución de este problema se desarrolló una malla de volúmenes finitos con triángulos rectángulos e isósceles de catetos con longitud igual a 0.25 metros, dando lugar a un total de 505 nodos. Aunque las ecuaciones de aguas someras fueron formuladas asumiendo que no puede haber grandes variaciones del perfil del fondo, se propone un ejemplo que vulnera las hipótesis aún a riesgo de perder precisión, para demostrar su capacidad de asumir fenómenos locales.

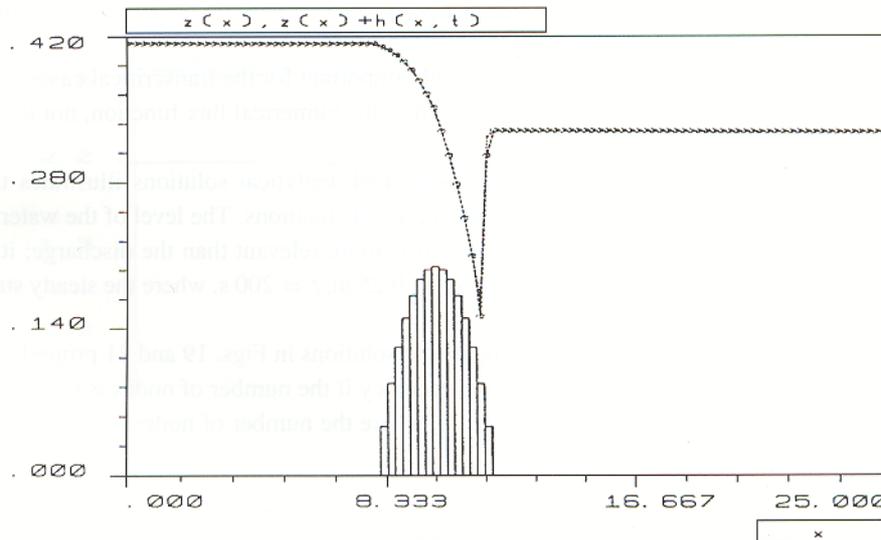
El caudal unitario introducido fue de  $0.18 \text{ m}^2/\text{s}$ , con un calado aguas abajo igual a 0.33 metros, y un coeficiente de Manning igual a 0.01. Las condiciones iniciales de los nodos corresponden a caudal nulo y calado igual al fijado como condición de contorno en la última sección del dominio.

La siguiente gráfica muestra la solución obtenida en el eje de simetría en estado estacionario. Puede comprobarse el doble cambio de régimen que se produce en las inmediaciones del obstáculo, con un resalto hidráulico desarrollado a continuación del mismo.



*Figura 4.1. Perfil longitudinal de la superficie libre (ordenadas, en metros) en un canal de 25 metros de largo (abcisas, en metros).*

Este resultado coincide de forma precisa con la solución exacta y la aproximación realizada para el caso unidimensional por Vázquez-Cendón (Vázquez-Cendón, 1999), como puede comprobarse en la siguiente figura.



*Figura 4.2. Perfil longitudinal de la superficie libre (ordenadas, en metros) en un canal de 25 metros de largo (abscisas, en metros). Vázquez-Cendón (1999)*

#### 4.1.2 Rotura de presa (dam-break problem)

El segundo ejemplo correspondiente a la validación del bloque hidrodinámico del modelo es conocido habitualmente como rotura de presa. La representación de este fenómeno suele realizarse a través de un recinto cuadrado dividido en dos partes por medio de una pared. A los lados de la misma el fluido permanece en reposo con diferente calado, retirando en un momento dado la pared de separación, y permitiendo la mezcla de ambas partes del recinto.

La aplicación de las ecuaciones de aguas someras en este caso se considera también aceptable, como así lo demuestra la obtención de resultados precisos en numerosos estudios utilizando este sistema de ecuaciones.

El ejemplo presentado aquí se ha implementado en el modelo mediante un dominio de 5x200 metros, con valores de los calados introducidos inicialmente de 1 metro aguas arriba y 0.1 metros aguas abajo.

En la figura que se muestra a continuación se ha representado el perfil de la superficie libre del fluido en el eje de simetría, y en el instante correspondiente a 25 segundos, utilizando un intervalo de tiempo de 0.2 segundos que asegura la estabilidad de la solución.

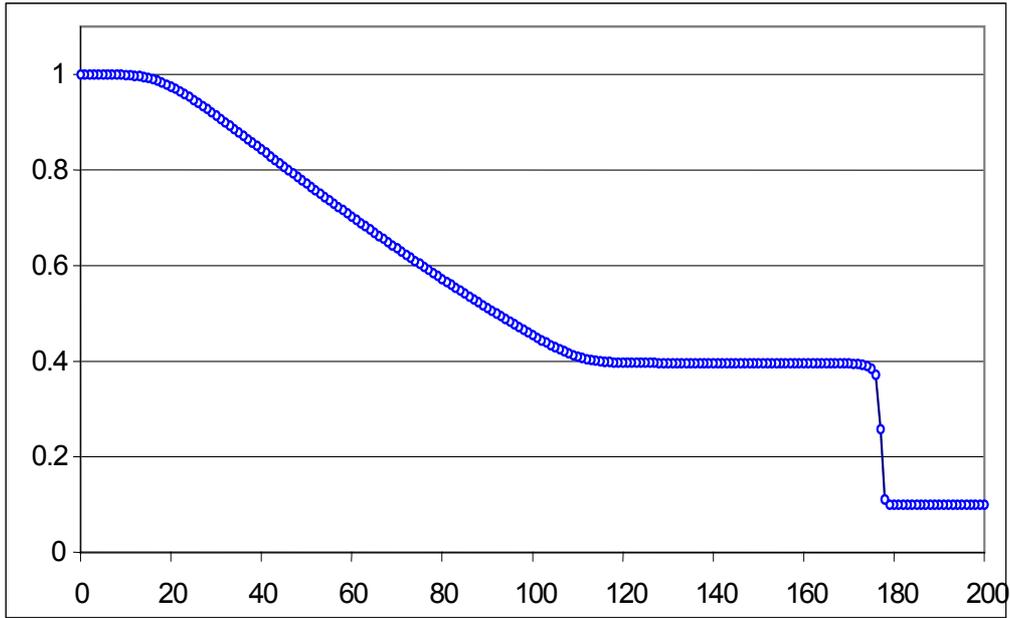


Figura 4.3. Perfil longitudinal de la superficie libre (ordenadas, en metros) en el caso de rotura de presa en un dominio 5x200 (abcisas, en metros).

Este resultado se aproxima con bastante precisión a la solución exacta correspondiente al caso unidimensional, y coincide con otras aproximaciones numéricas realizadas en otros estudios similares (Burguete, 2000), representadas en la siguiente figura. La línea recta corresponde a la solución exacta, mientras que la solución obtenida por Burguete es representada con un perfil más suave, comprobando la pequeña diferencia existente entre ambas.

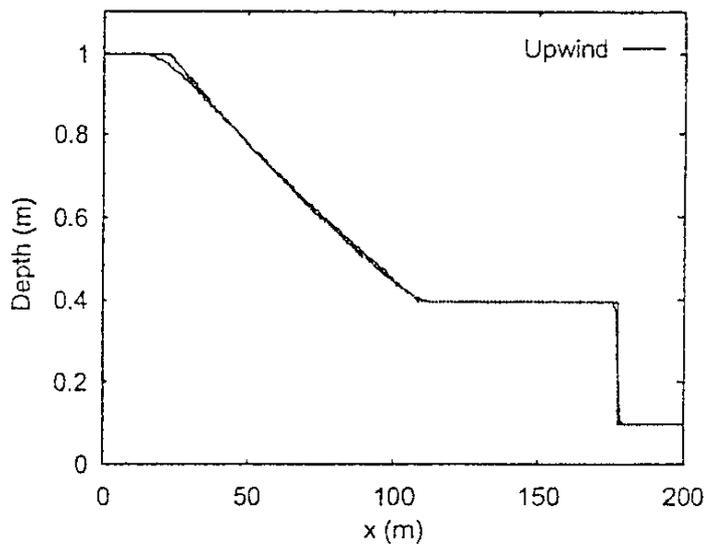


Figura 4.4. Perfil longitudinal de la superficie libre (ordenadas, en metros) en el caso de rotura de presa en un dominio 5x200 (abcisas en metros). Burguete (2000)

## **4.2 COMPARACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO CON OTROS PROGRAMAS EXISTENTES**

En esta segunda parte del presente Capítulo se realiza una comparación entre el modelo numérico propuesto y otro programa similar conocido y contrastado en la Hidráulica Fluvial.

En este caso la ejecución se realiza con el modelo numérico completo, evaluando la hidrodinámica existente y el transporte de sedimentos de forma conjunta. Más adelante, concretamente en el Capítulo 6, se desarrollará la validación experimental del modelo con dos series de ensayos. No se ha realizado ninguna validación numérica del bloque morfológico, debido a la inexistencia de soluciones analíticas en el análisis bidimensional del transporte de sedimentos.

El programa con el que se ha realizado la comparación es el conocido como MIKE21, perteneciente al grupo DHI Software. Existen otros programas conocidos y utilizados en el campo de la Hidráulica Fluvial, cuyo funcionamiento y características son analizadas en el siguiente apartado, incluyendo las razones por las que no se realizaron comparaciones con el modelo numérico presentado.

### 4.2.1 Presentación de otros modelos similares

Como se comentó en el Capítulo 1 relativo al Estado del Conocimiento, desde hace años ha existido una búsqueda en la presentación y consolidación de este tipo de herramientas numéricas, con el objetivo de ser aplicadas en numerosos problemas de la ingeniería civil y otras ramas científicas. Numerosos grupos de investigación en todo el mundo trabajan en el desarrollo de este tipo de modelos, destacando en cierta manera los procedentes del Hydrological Engineering Centre (HEC) del US Army Corps of Engineers.

Posiblemente los programas que desde el HEC se han generado son los que más aplicación tienen hoy en día, especialmente en el campo puramente hidrodinámico e hidrológico: los programas HEC-RAS y HEC-HMS son una referencia válida en estudios para determinar la superficie libre del agua en un río o canal, la velocidad media, y en el caso del HEC-HMS, el proceso de transformación lluvia – escorrentía.

En el campo del transporte de sedimentos, el modelo utilizado dentro de ese conjunto de programas se denomina HEC-6, y quizás sea uno de los que menos desarrollo ha tenido en los últimos años. El programa aún debe ejecutarse desde el dominio MS-DOS con las dificultades que ello supone, especialmente en la laboriosa entrada de datos. Es previsible que en un determinado espacio de tiempo asistamos a un desarrollo del programa HEC-6, ya que diversas pestañas del programa HEC-RAS, todavía no accesibles en la actual versión 3.0, están preparadas para el cálculo del transporte de sedimentos.

Sin embargo, para la validación de esta Tesis Doctoral no se ha realizado comparación alguna con el programa HEC-6. La razón fundamental radica en el hecho de que el modelo HEC-6 está contrastado y validado fundamentalmente para el cálculo del transporte de arcillas y limos. Como se indicó previamente, los procesos asociados a este transporte difieren significativamente de los relativos al transporte de arenas y gravas, objetivo de esta Tesis Doctoral. Estos últimos sedimentos, granulares y no cohesivos, entran en movimiento cuando la tensión tangencial en el fondo supera a la tensión tangencial crítica del árido existente en el lecho. El transporte predominante de estos sedimentos suele ser el transporte de fondo.

Por el contrario, los sedimentos cohesivos (limos y arcillas), tienen un procedimiento distinto de comienzo del movimiento y transporte del material, prioritariamente en suspensión, debido precisamente a la propiedad de tener cierta cohesión y a su reducido tamaño de grano.

En esta diferenciación entre transporte de fondo y transporte en suspensión encontramos otra razón por la que no hemos realizado comparativa alguna con el programa HEC-6, que evalúa preferentemente el transporte en suspensión. El modelo numérico propuesto en esta Tesis Doctoral tiene como objetivo principal el cálculo del transporte de fondo, y así ha sido validado experimentalmente en los ensayos que en el Capítulo 6 se detallan.

Por otro lado, el programa HEC-6 recoge los datos geométricos y el cálculo hidrodinámico previo del HEC-RAS, que como se indicó es un programa unidimensional, alejado del carácter bidimensional del modelo numérico que aquí se presenta. Aunque podría haber sido utilizado como aplicación en 1D del modelo bidimensional que se propone, las razones antes expuestas y la existencia en el mercado de otros programas en dos dimensiones (también suficientemente contrastados), invitaban a realizar la validación numérica con estos últimos.

El segundo programa analizado en este apartado es el conocido software SMS, perteneciente a la Brigham Young University (Utah, USA, [www.emrl.byu.edu/sms.htm](http://www.emrl.byu.edu/sms.htm)). Este programa es, junto con los códigos pertenecientes al grupo DHI Software, la herramienta más aplicada en los estudios hidráulicos en los que el cálculo bidimensional o tridimensional es obligado. Como ocurre con los modelos comentados en el apartado anterior, también en el SMS concurren varios programas que permiten evaluar prácticamente todos los fenómenos asociados a la hidráulica, incluido por supuesto el transporte de sedimentos.

En este sentido, el cálculo hidrodinámico en dos dimensiones y en régimen no permanente es realizado por el modelo RMA2, mientras que el transporte de sedimentos bidimensional es calculado con el modelo SED2D. En el momento de redactar y presentar esta Tesis Doctoral, las versiones disponibles del programa SMS y del código SED2D son la 8.0 y la 4.5 respectivamente, que introducen importantes actualizaciones y revisiones respecto a versiones anteriores.

Un aspecto fundamental en el que se quiere incidir de forma especial en este apartado es la predominancia del transporte en suspensión del modelo SED2D, enfocado principalmente en ese campo, y menos orientado a analizar las variaciones producidas en el lecho por el transporte de fondo.

Originalmente las subrutinas de este código fueron desarrolladas en su etapa inicial por los conocidos investigadores Arithurai & Krone (1976), que fueron de los primeros investigadores en presentar los avances del transporte en suspensión y su aplicación en modelo numérico. Arithurai y Krone centraron su análisis en el transporte de limos y arcillas, sedimentos cohesivos que, como ya se indicó anteriormente, tienen un tratamiento diferenciado en el campo del transporte de sedimentos respecto a los sedimentos granulares como arenas y gravas.

También en aquella primera época, la introducción de los datos para SED2D se hacía en el entorno MS-DOS, mientras que para los cálculos hidrodinámicos sí existía el entorno Windows. La nueva versión de SMS ya presenta un entorno Windows para el modelo SED2D y, lo que es más importante, permite calcular el transporte de cualquier sedimento, diferenciando el cálculo si estamos en sedimentos cohesivos o granulares. Desde una perspectiva numérica, la característica más importante de SMS es la utilización del método de elementos finitos en la resolución de las ecuaciones fundamentales.

El proceso de ejecución del programa SMS es analizado a continuación, principalmente por presentar similitudes y diferencias interesantes con el modelo numérico propuesto en esta Tesis Doctoral. Así como en nuestro caso se trabaja con un modelo desacoplado en sus partes hidrodinámica y morfológica, pero pertenecientes al mismo código Fortran, el programa SMS presenta ambos bloques en dos programas diferentes.

En el programa SMS se realiza en primer lugar un cálculo de la hidrodinámica inicial, partiendo de la geometría y las condiciones de contorno presentes en el dominio. Esta geometría se obtiene previamente a través del modelo GFGEN, que transforma la ubicación en planta de los nodos y la elevación de los mismos desde un fichero ASCII a un fichero binario. La hidrodinámica es calculada en régimen lento no permanente con el modelo RMA2, donde son introducidas las condiciones de contorno.

Con este cálculo inicial de la hidrodinámica es necesario cambiar de programa y llevar los resultados obtenidos al modelo SED2D donde se calculan, a través de los resultados de las variables hidráulicas, las concentraciones medias de equilibrio con dichas condiciones. SED2D necesita como entrada los cálculos hidrodinámicos procedentes del RMA2 y diversos datos relativos al sedimento existente.

Una vez han sido calculadas la hidrodinámica inicial y la concentración media de sedimento en equilibrio relativa a dicha hidrodinámica, el programa SMS ejecuta ambos modelos RMA2 y SED2D de forma separada. En primer lugar calcula la hidrodinámica en el intervalo de tiempo considerado, que vuelve a ser introducida como entrada del modelo SED2D, junto con la información de la

geometría del tramo y del sedimento. Los resultados que aporta SED2D son la concentración de sedimento en cada punto del dominio, variaciones del fondo del cauce, tensiones tangenciales del fondo y otras variables involucradas.

Como se ha comentado previamente, el modelo realiza el cálculo para un único tamaño de sedimento y sin interacción directa con la hidrodinámica. En primer lugar, si el tamaño de sedimento es muy heterogéneo entre varias fracciones de grano, el programa recomienda ejecutar todo el proceso una vez para cada tamaño de grano, analizando con cautela los resultados obtenidos para cada ejecución.

En el segundo caso, el programa presupone que las variaciones morfológicas producidas no alteran de forma significativa la geometría del tramo ni las variables hidrodinámicas. Si es previsible o se detecta que esto pueda ocurrir en algún momento, debe detenerse la iteración en ese punto y rehacer de nuevo todo el proceso para calcular la nueva hidrodinámica, a partir de las condiciones que el cálculo del transporte de sedimentos origina.

En el modelo numérico que se presenta en esta Tesis Doctoral, debemos indicar que el cálculo previo de la hidrodinámica se realiza de idéntica forma al comentado anteriormente. Sin embargo, la ventaja de trabajar con el modelo en un único código Fortran permite volver a determinar las variables hidráulicas cuando se detectan importantes variaciones en el lecho del río, todo ello sin necesidad de detener la ejecución.

Pese a que existen algunas similitudes entre el programa SMS y el modelo numérico propuesto, no se ha realizado comparación alguna entre ambas herramientas de cálculo. El enfoque predominante en torno al transporte en suspensión vuelve a ser, al igual que en el caso de HEC-6, la principal razón para no realizar dicha comparación. El planteamiento de ambos programas es sensiblemente distinto en los objetivos y metodología utilizados, por lo que cada modelo debe ser ejecutado en situaciones y problemáticas generalmente diferentes.

De todas formas, en el grupo de investigación al que pertenece el doctorando, el programa SMS es conocido y aplicado frecuentemente en los trabajos y estudios que se desarrollan en dicho grupo, con el objetivo fundamental de conocer la hidrodinámica de ríos en el dominio existente en cada caso.

#### 4.2.2 Comparación con el programa MIKE21

Otro de los programas más contrastados en el campo de la Hidráulica Fluvial, y con el que sí se ha comparado el modelo numérico propuesto, es el conocido MIKE21. Este programa forma parte de un conjunto de modelos numéricos del grupo danés DHI Software, abarcando la práctica totalidad de los procesos hidráulicos que se pueden presentar en ríos, canales, estuarios, etc. A continuación se citan algunos de ellos, centrandó el análisis en el modelo usado para la validación.

El programa más general y amplio es el conocido MIKE3, que evalúa en tres dimensiones la hidrodinámica en zonas costeras, denominando MIKE11 al programa homólogo en una dimensión. Otros programas pertenecientes también al grupo DHI Software permiten otro tipo de aplicaciones y cálculos: hidrología, transporte de sedimentos y calidad de aguas en cuencas urbanas (MOUSE), análisis de redes de abastecimiento de aguas (MIKE NET), procesos de transformación lluvia-escorrentía en cuencas urbanas y redes de alcantarillado (MIKE SWMM), etc.

De entre todos ellos, es inequívocamente el programa MIKE21 el que mayores semejanzas presenta con el modelo propuesto en esta Tesis Doctoral. Este programa evalúa en dos dimensiones la hidrodinámica y el transporte de sedimentos, a través de distintas fórmulas de cálculo del transporte sólido por el fondo y del transporte total. El tratamiento del transporte en suspensión es común en ambos programas, permitiendo una estimación del mismo a través de los resultados obtenidos con las fórmulas implementadas.

El proceso de cálculo del programa MIKE21 también tiene similitudes y diferencias con respecto al desarrollado en el modelo numérico presentado, siendo necesario realizar un cálculo previo de las variables hidráulicas. De esta forma, los resultados aportados por el bloque hidrodinámico (denominado HD) son introducidos junto con las condiciones del sedimento en la parte morfológica (denominada ST), para el cálculo de las variaciones iniciales del fondo. En este punto encontramos una diferencia importante entre ambos modelos, ya que, a diferencia del programa MIKE21, en el modelo propuesto se realiza una interacción continua entre ambas partes hidrodinámica y morfológica.

Teniendo en cuenta las características reseñadas y la utilización de este programa en numerosos estudios hidráulicos y morfológicos, se ha realizado una comparación del modelo que se presenta en esta Tesis Doctoral con el programa MIKE21. Es importante resaltar que los resultados morfológicos obtenidos con este último hacen referencia a las variaciones iniciales del fondo, por lo que únicamente se contrastaron los cálculos relativos al transporte de sedimentos en el instante inicial.

El ejemplo que se compara con ambos modelos es parecido al existente en el tutorial de la parte correspondiente al cálculo de la hidrodinámica y el transporte de sedimentos (MIKE21-ST). En dicho tutorial encontramos 4 ejemplos resueltos con este programa, incluyendo el caso denominado Corner, que representa un caso general de un tramo de río con curva. El dominio seleccionado puede observarse en el esquema de la siguiente figura, con 500 metros de anchura tanto en la sección de entrada del caudal (parte derecha de la gráfica) como en la sección de salida (parte izquierda). La pendiente del fondo es horizontal.



*Figura 4.5. Vista en planta del ejemplo Corner correspondiente al Tutorial del programa MIKE 21-ST (DHI Software, 2001)*

El calado inicial introducido para todo el dominio fue de 20 metros, el material del fondo correspondió a una arena con diámetro medio igual a 0.15 milímetros y una porosidad de 0.4, y la rugosidad en todo punto a un coeficiente de Manning de 0.03125. La fórmula empleada para evaluar el transporte sólido fue la propuesta por Engelund&Hansen, y se aplicó un valor nulo de la viscosidad de remolino para comparar ambos programas con condiciones similares. No fue introducido caudal sólido entrante en la sección aguas arriba.

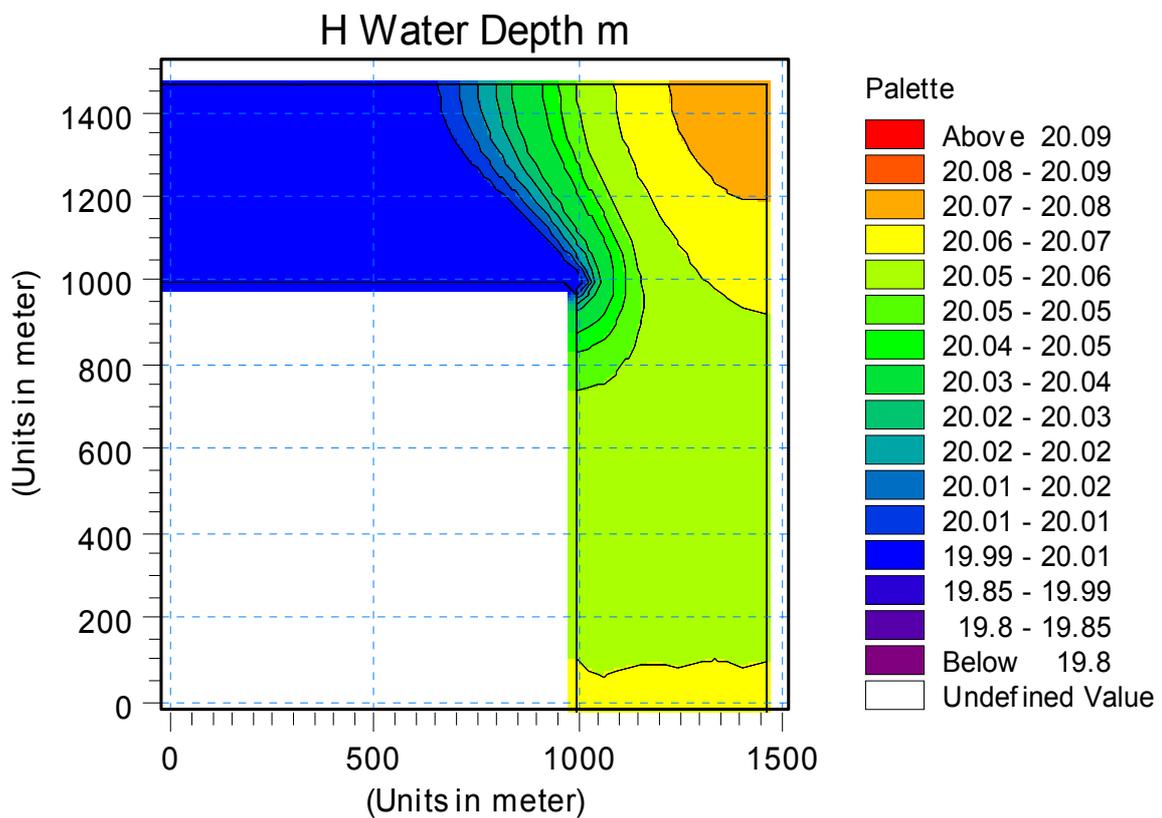
El programa MIKE21 utiliza el método de diferencias finitas para la resolución de las ecuaciones fundamentales, empleando en este caso un tamaño de malla de 50 metros en las dos direcciones. Las condiciones de contorno introducidas corresponden a un caudal de  $7205 \text{ m}^3/\text{s}$  en la sección aguas arriba, y un calado constante e igual a 20 metros en la sección aguas abajo del dominio, alcanzando el régimen estacionario aproximadamente a las 3 horas.

La malla utilizada en el modelo numérico propuesto se realizó dividiendo las secciones de entrada y salida en 15 nodos, dando lugar a una separación entre los mismos de 35.71 metros. El número total de nodos de la malla de volúmenes finitos resultó igual a 1065, con un total de 4984 puntos en el conjunto de dichos volúmenes finitos, sumando baricentros de los triángulos y puntos medios de las aristas.

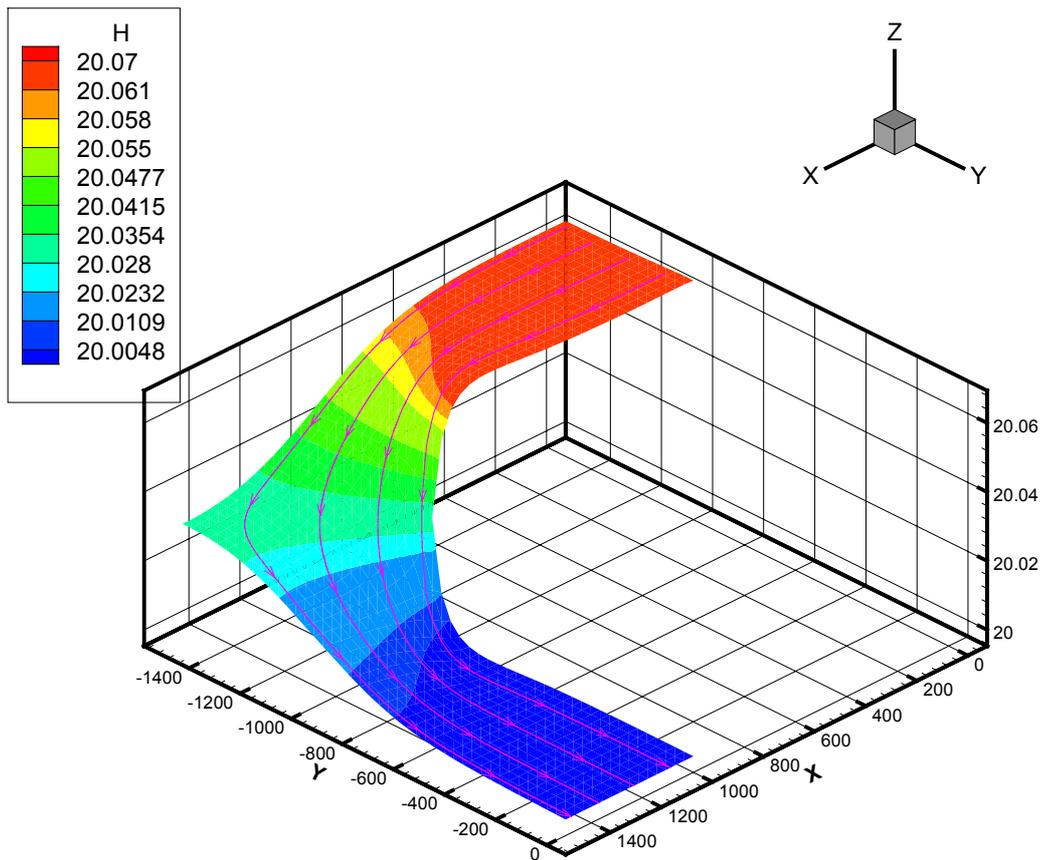
El intervalo de tiempo utilizado fue el calculado en cada iteración con el método área/perímetro, tal y como fue explicado y analizado en el Capítulo anterior. Las condiciones de contorno y los parámetros representativos de este ejemplo fueron introducidos con los mismos valores que los implementados con MIKE21.

En las figuras siguientes se realiza inicialmente la comparación de resultados obtenidos con los bloques hidrodinámicos de ambos modelos en estado estacionario, y a continuación la relativa a las variaciones iniciales del fondo registradas en la parte morfológica de cada programa. En este punto es importante indicar de nuevo que con MIKE21 sólo son calculadas las variaciones iniciales del fondo, sin realizar un cálculo hidráulico posterior a partir de las alteraciones producidas por el transporte de sedimentos.

Las dos primeras figuras corresponden a los valores obtenidos para el calado con ambos programas.

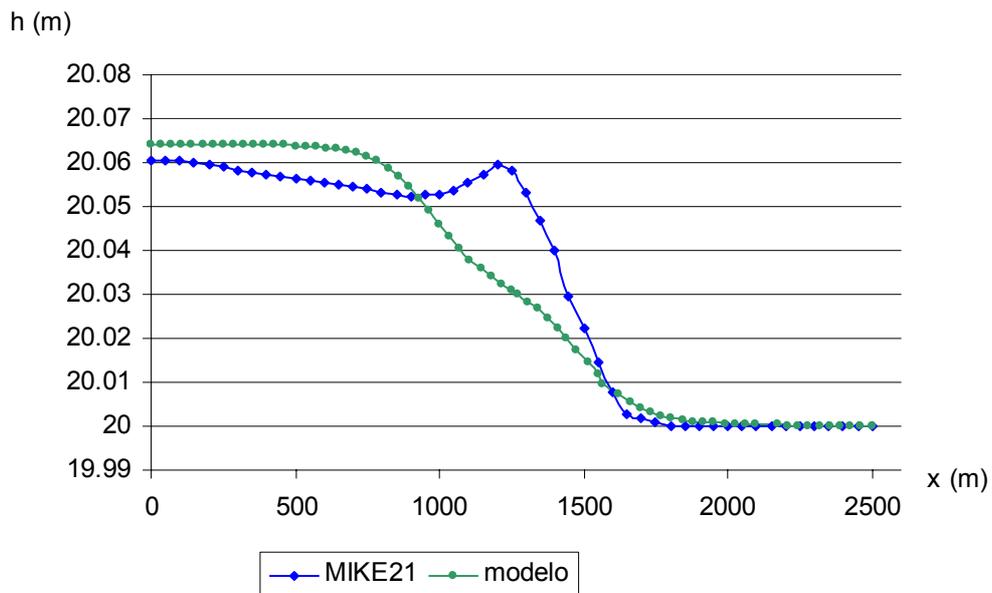


*Figura 4.6. Calados en metros obtenidos en el dominio con el programa MIKE21*



*Figura 4.7. Calados en metros y líneas de corriente obtenidos con el modelo numérico*

En la gráfica siguiente se ha representado la comparación del perfil longitudinal de la superficie libre en la sección media del dominio.



*Figura 4.8. Comparación del perfil longitudinal de la superficie libre en la sección media*

Los resultados obtenidos pueden considerarse muy parecidos en general, con alguna variación interesante que es comentada a continuación. Ambos programas comienzan con valores del calado en la sección entrante de aproximadamente 20.06 metros, descendiendo progresivamente en el sentido de avance del agua.

En el cambio de dirección se observan algunas diferencias en la distribución calculada, especialmente en la margen derecha, con un aumento de los calados en los resultados del programa MIKE21. En la ejecución con el modelo numérico también se aprecia una elevación en esa zona, aunque menor que la reflejada anteriormente, sin que las variaciones del calado superen en ningún caso los 3 centímetros.

En la parte final del dominio los resultados son prácticamente coincidentes, tanto en los valores obtenidos como en la distribución de los mismos.

Las dos figuras siguientes corresponden a la comparación de los cálculos del transporte de sedimentos realizada con ambos programas, reflejando las variaciones iniciales del perfil del fondo.

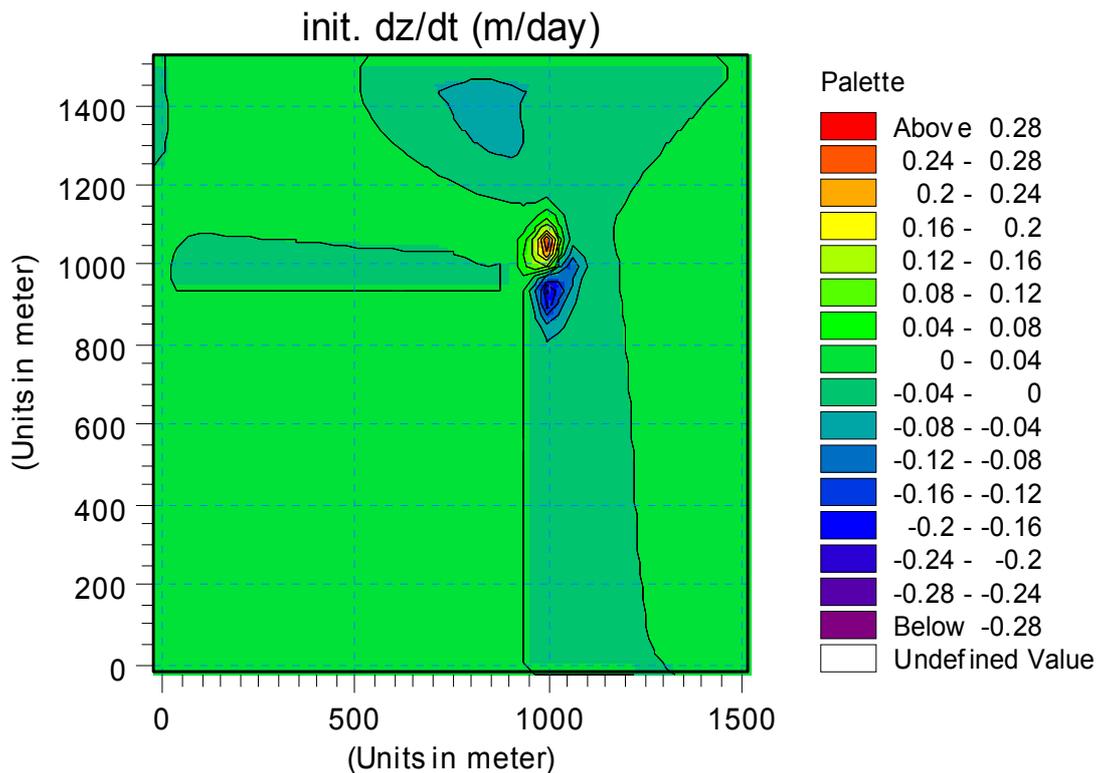


Figura 4.9. Variaciones iniciales del fondo obtenidas con el programa MIKE21

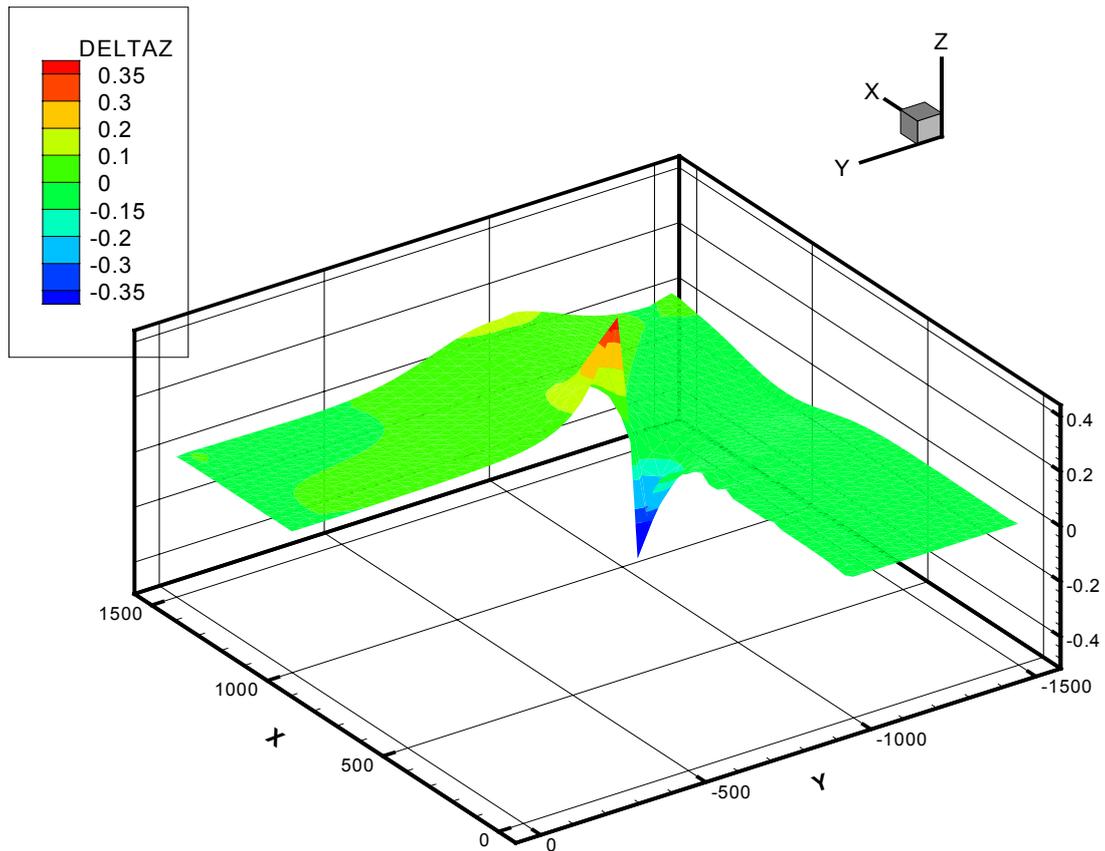


Figura 4.10. Variaciones iniciales del fondo en metros/día obtenidas con el modelo numérico

En la última gráfica se representan las variaciones iniciales del perfil longitudinal del fondo en la sección media calculadas con ambos programas.

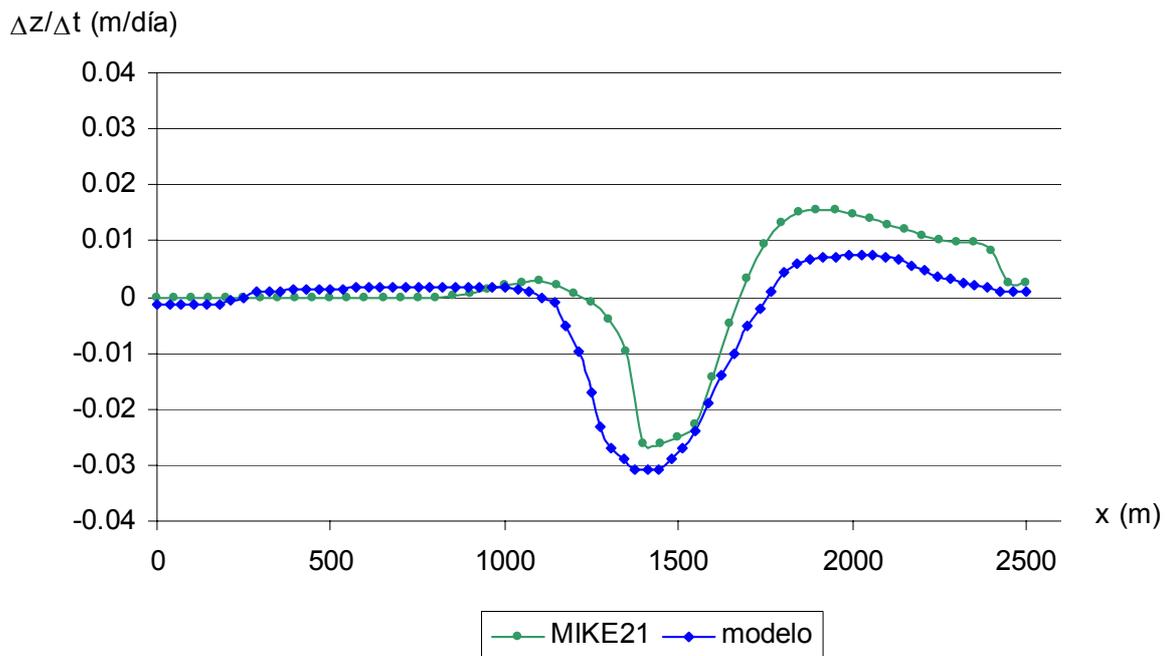


Figura 4.11. Comparación de la evolución del fondo en la sección media (instante inicial)

La comparación del transporte de sedimentos muestra también un comportamiento similar en la mayor parte del dominio, con algunas diferencias en determinadas zonas del mismo.

Los resultados del modelo numérico corresponden al primer intervalo de tiempo, reflejando modificaciones del lecho prácticamente nulas en las primeras secciones. Este aspecto cambia progresivamente en la aproximación al cambio de dirección, donde ambos programas ofrecen valores muy similares en los puntos de mayor erosión y sedimentación del dominio.

En la parte derecha de dicho cambio de dirección encontramos una variación significativa en la comparación realizada. Con el programa MIKE21 se aprecia una zona de erosión de cierta magnitud, mientras que la ejecución con el modelo numérico aporta variaciones casi nulas de la cota del lecho. Sin embargo, centrando el análisis en esta parte, ambos programas coinciden en sus resultados en la sección situada más a la derecha según el avance del flujo, donde apreciamos una pequeña zona de sedimentación.

En la última parte del dominio los valores obtenidos son también parecidos, reflejando pocas variaciones del fondo en estas secciones.

## **5. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL**

El presente Capítulo tiene como objetivo presentar la metodología experimental que se ha seguido para realizar los ensayos incluidos en esta Tesis Doctoral. En primer lugar se hace una presentación de la instrumentación empleada, detallando a continuación las dos instalaciones en las que se han desarrollado los experimentos: el Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC) y la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, ambos pertenecientes a la Universidad de A Coruña.

Antes de comenzar con el análisis de los distintos elementos, es importante en este punto constatar que la utilización de determinados instrumentos constituye en sí una aportación importante de esta Tesis Doctoral. El rastreo láser de perfiles de fondo una vez deshecha la influencia de la refracción del agua, se presenta como una línea prometedora en la ampliación de la experimentación en todo lo relacionado con el transporte de sedimentos y la morfología fluvial.

En la última parte del Capítulo se detalla la planificación de los dos bloques de experimentos que se han desarrollado para validar el modelo numérico propuesto: ensayos en canal de laboratorio con transporte de fondo en régimen no permanente, y ensayos de transporte de sedimentos y colmatación aguas arriba de un vertedero. Los resultados experimentales y las conclusiones extraídas de los mismos son presentados en el siguiente Capítulo.

### **5.1 INSTRUMENTACIÓN UTILIZADA**

El siguiente apartado detalla las distintas técnicas de medición y aparatos utilizados en la realización de los ensayos. Se ha separado la explicación en dos partes, la primera de ellas específicamente dedicada a la medición láser de variables hidrodinámicas y perfiles del fondo, debido a la importancia que tiene en esta Tesis Doctoral, incluyendo en la segunda el resto de instrumentación utilizada.

#### **5.1.1 Técnicas de Hidrometría Láser**

Las técnicas basadas en la medición láser aplicadas a las distintas ramas de la Hidráulica son conocidas y aplicadas desde hace pocos años. Como se comentó en el Capítulo 1 relativo al Estado del Conocimiento, en el campo de la medición de velocidades sí existe una experiencia previa importante, especialmente con la aparición hace dos décadas de la técnica conocida como Particle Image Velocimetry (PIV). Esta herramienta ha permitido un desarrollo amplio de los estudios experimentales relativos a la hidrodinámica fundamental, aunque el alto coste de los equipos ha provocado que no exista una proliferación aún mayor de los mismos.

En el campo de la medición láser de perfiles del fondo de un río o canal, los avances han sido claramente más limitados. Las dificultades de medición de

las variables involucradas en el transporte de sedimentos en tiempo real, es precisamente una de las causas de la falta de universalidad de buena parte de los estudios realizados en este ámbito. Desde esa perspectiva, la aparición de nuevas técnicas y aparatos de experimentación debe considerarse como una aportación interesante.

La aplicación de la luz láser para conocer la evolución del lecho puede convertirse en este sentido en una de esas técnicas innovadoras con un desarrollo muy prometedor. En esta Tesis Doctoral se propone una herramienta con dicho objetivo, para su aplicación en modelos físicos y validación de modelos numéricos que implementen el transporte de sedimentos.

#### 5.1.1.1 Particle Image Velocimetry (PIV)

La medición de las velocidades existentes en un canal mediante PIV presenta dos ventajas fundamentales respecto a otros métodos de experimentación en este campo. En primer lugar, la aplicación de un haz láser en el medio fluido para realizar dicha medición es una técnica claramente no intrusiva, lo que acaba siendo fundamental en los casos donde el espacio de trabajo es limitado, o cuando la instrumentación es excesivamente grande en proporción al ámbito de estudio. Por otro lado, y quizás más importante aún, es la posibilidad que ofrece el PIV de obtener el mapa de velocidades en uno o varios planos, en cada instante y en tiempo real. Esta potencialidad es fundamental en el análisis del régimen no permanente y en la determinación de las tres componentes del vector velocidad, especialmente en casos donde el conocimiento de las mismas es decisivo: corrientes secundarias en curvas, vórtices en vertederos u otras estructuras interpuestas en el canal, etc.

Aunque el montaje de la experimentación se indicará con más detalle en posteriores apartados, para la explicación del funcionamiento del PIV es necesaria una introducción sobre dicho montaje. En realidad, la aplicación del PIV consiste básicamente en la introducción en el fluido de un haz láser para iluminar con él las partículas en suspensión presentes en el agua. Estas partículas son aportadas por el usuario, recomendándose la utilización de esferas de cerámica que reflejan muy bien la luz que incide sobre las mismas.

El haz láser emite pulsos de una duración muy breve, del orden de varios nanosegundos, de tal forma que una o dos cámaras situadas en las inmediaciones del canal captan dos imágenes casi instantáneas de las partículas iluminadas por el haz. La variación de la posición en ese tiempo de las partículas en suspensión, entre las dos imágenes, aproxima con mucha precisión el campo de velocidades del fluido. Con la información de dichas imágenes el software del sistema utiliza técnicas de correlación estadística para localizar las partículas y seguir su movimiento. En las siguientes figuras y fotografías se esquematiza este funcionamiento, y la ubicación del láser y una de las cámaras.

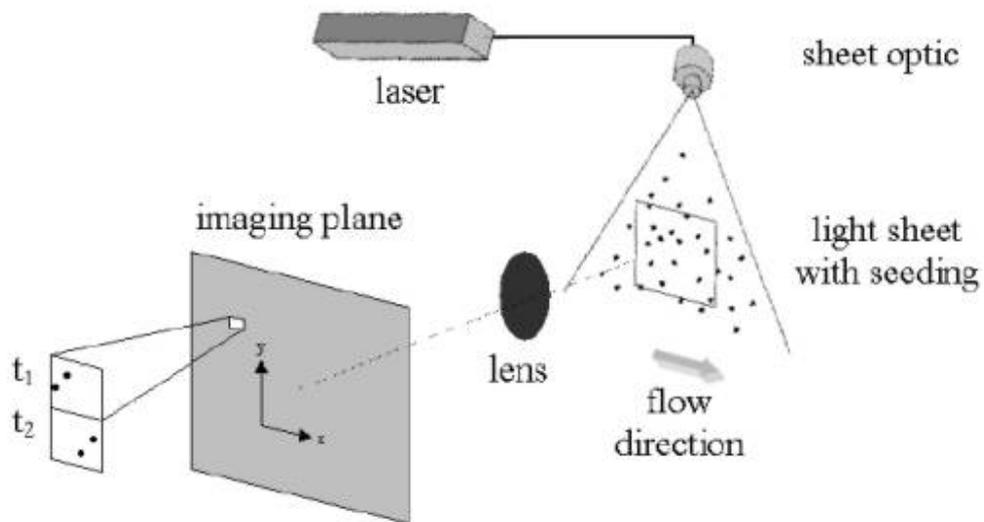


Figura 5.1. Esquema general de funcionamiento del PIV (LaVision, 2000)



Fotografía 5.1. Montaje experimental del trabajo con PIV en el canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

El sistema completo del PIV está compuesto por lo tanto de varias partes: fuente de luz láser, cámaras y un software de proceso y tratamiento de las imágenes.

La mayor parte de los equipos PIV existentes hoy en el mercado utilizan fuentes láser de Nd:YAG. Estos elementos son capaces de concentrar su energía en varios nanosegundos, y de esta forma las imágenes obtenidas por las cámaras quedan fijadas de un modo más preciso. La fuente láser necesita trabajar a bajas temperaturas, por lo que se requiere un tiempo de adaptación hasta alcanzar ese estado. El haz de luz es dirigido hacia la zona de medida por medio de un tubo articulado con espejos en los codos y, a través de una óptica especial, se transforma dicho haz en un plano para obtener así la información en un entorno bidimensional.



*Fotografía 5.2. Detalles de la fuente láser y brazo articulado del PIV*

Como se comentó previamente, la determinación de velocidades se realiza captando dos imágenes en un intervalo de tiempo muy pequeño. Por ello, es necesaria la utilización de dos fuentes láser gemelas para realizar los experimentos.

Entrando en el análisis de las cámaras, el desarrollo de las técnicas de hidrometría láser también ha permitido avances importantes en la visualización de los haces de luz. Los modernos PIV obtienen sus imágenes mediante cámaras digitales CCD (Charged Coupled Devices), de modo que los fotogramas se almacenan inmediatamente en el ordenador, sin necesidad de un revelado y digitalizado posterior. Otra ventaja añadida es que estas cámaras son capaces de captar dos imágenes separadas por un intervalo de tiempo muy breve. Además, pueden transferirlas al ordenador que controla el proceso de forma individual, o como secuencias para el estudio de un proceso en régimen no permanente. El análisis en tiempo real de estos regímenes transitorios es sin una de las potencialidades más importantes del trabajo con PIV.



*Fotografía 5.3. Detalle de una cámara digital CCD*

Con la utilización de una sola cámara pueden obtenerse imágenes en un solo plano de la zona de estudio y, en este caso, los resultados obtenidos proporcionan las dos componentes del vector velocidad en ese campo bidimensional. El uso de dos cámaras permite obtener la componente normal a dicho plano de trabajo, por lo que de esta forma se obtiene el vector velocidad completo en módulo, dirección y sentido.

Antes de usar ambas cámaras, es preciso calibrarlas adecuadamente para obtener la máxima precisión posible. El proceso de calibración se realiza a través de una plantilla, que se introduce en el canal con el agua circulando con un régimen hidrodinámico similar al que se pretende estudiar en dicho canal. Fijando la distancia entre diversas marcas de análisis de la citada plantilla, se lleva a cabo una restitución de las marcas para permitir el comienzo del ensayo, en función de la resolución alcanzada. Una vez superada esta fase, es conveniente realizar alguna medición previa a la ejecución del ensayo, con el objetivo de fijar el intervalo de tiempo con el que las dos fuentes emiten el haz láser sobre la zona seleccionada.

Las cámaras pueden captar las imágenes desde varios ángulos de incidencia respecto al canal de ensayos, por lo que no es necesaria su ubicación de forma perpendicular al plano de trabajo. Gracias a la calibración de las cámaras, se corrige además la posible distorsión que pueda producirse en la óptica de las mismas.

Terminaremos la explicación del funcionamiento del PIV con un análisis del proceso de tratamiento de datos mediante el software del sistema. Este software funciona básicamente separando el campo de imagen en pequeñas ventanas de interrogación, y buscando en ellas las esferas de cerámica de 70 micras introducidas en el canal. Una vez detectadas dichas partículas, se

evalúa su desplazamiento en el intervalo de tiempo elegido. Como se ha indicado anteriormente, dicho intervalo de tiempo puede ajustarse en función de la velocidad media del flujo, de tal forma que las partículas no salgan de la ventana de interrogación y evitar que el programa relacione partículas distintas, lo que lógicamente lleva a resultados incoherentes y erróneos.

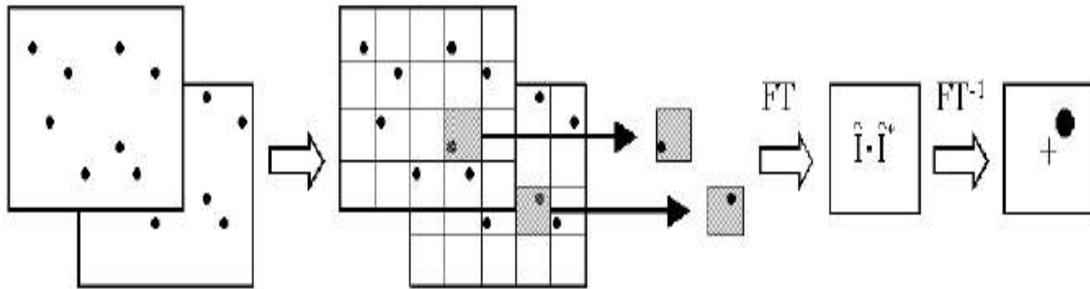


Figura 5.2. Esquema general de análisis de imágenes con PIV (LaVision, 2000)

El software del PIV permite realizar varias operaciones de post-proceso de los resultados obtenidos, pudiendo obtener imágenes realmente precisas y en cierto sentido espectaculares en la medición de las velocidades. La siguiente figura está extraída del manual de funcionamiento para ilustrar este último comentario.

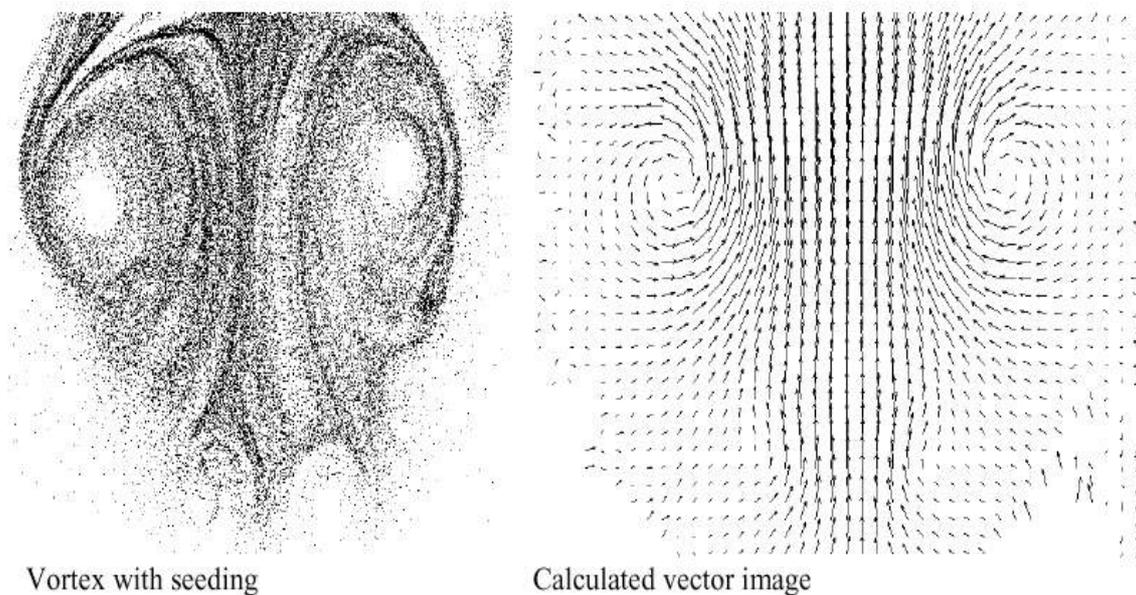


Figura 5.3. Ejemplo de resultados y post-proceso (LaVision, 2000)

### 5.1.1.2 Scanner 3D. Medición láser de perfiles del fondo

Como quedó esbozado en la presentación de este Capítulo, la medición de los perfiles del fondo en los ensayos con transporte de sedimentos se realizó con un scanner tridimensional (en adelante, Scanner 3D). Desde hace pocos años han ido proliferando distintos equipos comerciales con el hardware y el software necesarios para este análisis.

El aparato utilizado en nuestro caso, denominado comercialmente Polhemus FastScan (Polhemus, 1998), realiza un barrido de la superficie de un objeto con luz láser, cuya imagen es recogida en dos cámaras para su restitución.

La utilización de este instrumento surgió a través del trabajo que estaba desarrollando el Grupo de Visualización Avanzada en Ingeniería, Arquitectura y Urbanismo (VideaLab), de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de A Coruña. Desde el primer momento, se pensó que este aparato podía emplearse también en obtener en tiempo real las evoluciones de un lecho de sedimentos, por lo que se iniciaron los experimentos para determinar la posible aplicación y resolución alcanzada.

Las primeras pruebas realizadas con esta instrumentación en el canal de ensayos, reflejaron la lógica influencia en los resultados de la refracción del agua, siendo necesario tener en cuenta dicho efecto para deshacer la variación que introduce en la medida. Sin embargo, el análisis de las primeras restituciones de diversos objetos que fueron introducidos en el canal con distintos calados, reflejó una resolución en la restitución de las superficies realmente elevada, inferior en algunos casos al milímetro.

El principio de funcionamiento en el que se basa este escáner es, en realidad, el mismo que tenemos para nuestra visión. Un plano de luz láser intersecta con el objeto analizado obteniendo como resultado una línea. De esta forma, las dos cámaras que ven la línea desde distinta perspectiva, obtienen unas imágenes de las que podemos obtener la forma sólida del objeto en el espacio.

El equipo utilizado en nuestro caso consta de un soporte que contiene el emisor láser y dos cámaras, un elemento de referencia respecto al cual se obtiene la situación de los puntos del objeto analizado, y un posicionador automático para su traslación en un eje.

En las siguientes fotografías puede contemplarse todo el equipo y su colocación en el canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.



*Fotografía 5.4. Emisor láser, cámaras y elemento de referencia del Scanner 3D*

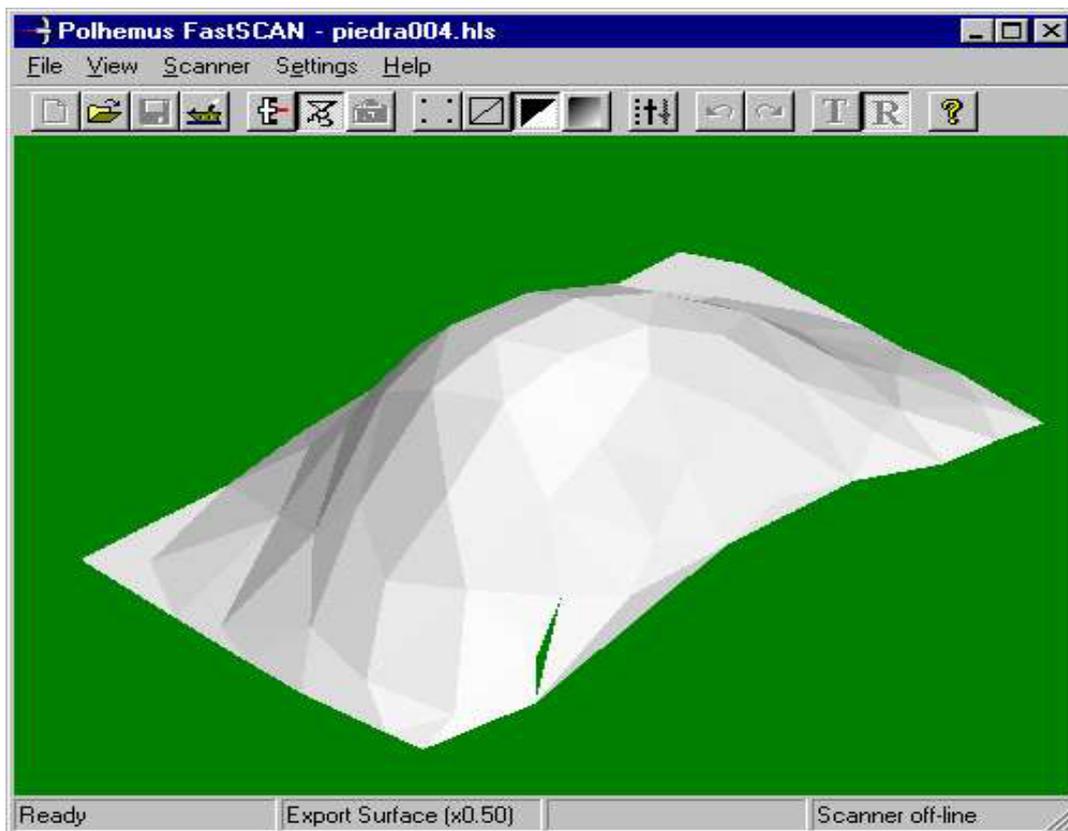


*Fotografía 5.5. Colocación del equipo en el canal de ensayos para la medición de un objeto y evaluar la influencia de la refracción*

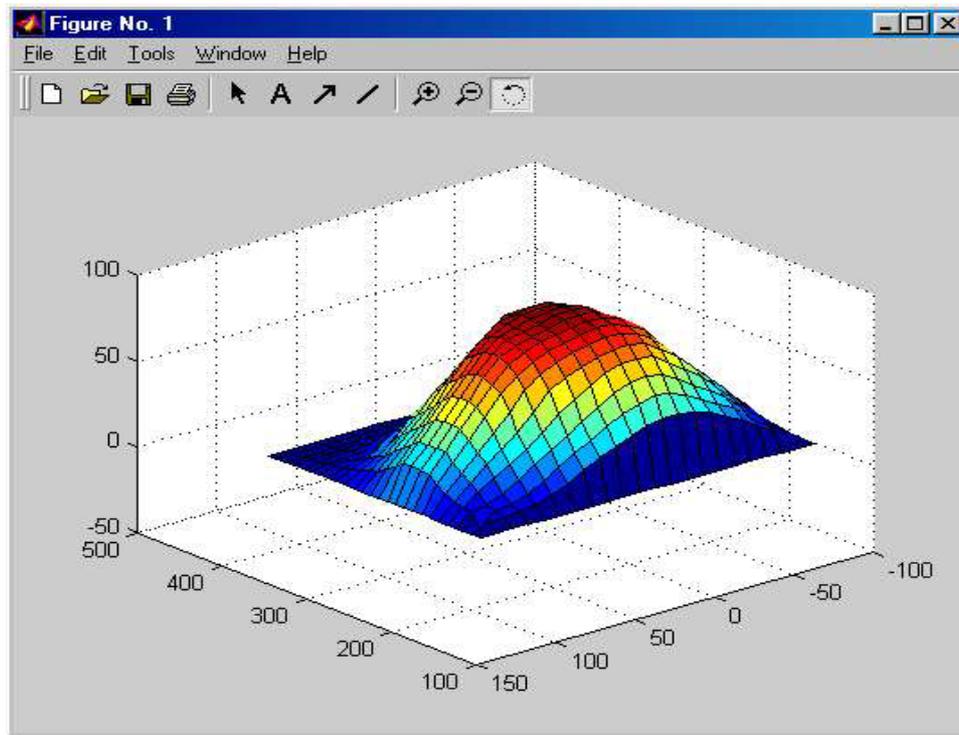
Un aspecto importante que quiere resaltarse es el limitado campo de aplicación del Scanner 3D. Cuanto mayor es la distancia entre el soporte del haz láser, el elemento de referencia y el objeto, mayor es lógicamente el error cometido en

el ensayo. De esta forma, la distancia máxima de medición entre el soporte y los otros dos elementos fue fijada en 50 centímetros. Aunque el manual del Scanner 3D indica que realmente pueden separarse más entre sí, esas fueron las cotas de referencia utilizadas para obtener la mayor resolución posible en la restitución del fondo del canal.

Volviendo al funcionamiento de la instrumentación, el software del programa permite realizar los cálculos necesarios para obtener la superficie del objeto, a partir de las imágenes de las cámaras en tiempo real. Este contorno es así exportado como una nube de puntos en el espacio, y una serie de caras triangulares con vértices en dichos puntos. En el programa puede seleccionarse la resolución y el tamaño de los triángulos, buscando un compromiso entre la máxima precisión posible y el coste computacional de la generación de dicha malla. En las siguientes fotografías puede observarse la ventana principal del programa, y una restitución de la superficie utilizando el programa Matlab. Este programa fue el empleado para realizar el post-proceso y presentar la evolución de los perfiles del fondo.



*Figura 5.4. Pantalla principal del programa Polhemus FastScan correspondiente al Scanner 3D*



*Figura 5.5. Pantalla del programa Matlab utilizado para la visualización de resultados y post-proceso*

Las gráficas anteriores muestran la aplicación que esta instrumentación tiene en el estudio de la restitución de superficies de objetos, y su potencial utilización en la determinación de la evolución del fondo de un canal de ensayos. Como se comentó previamente, el principal obstáculo a la hora de implementar este instrumento en nuestro estudio, y representar de forma precisa el fondo del lecho, es valorar correctamente la influencia del cambio de medio en el haz láser.

Dicho haz se ve afectado lógicamente por la refracción del agua al entrar en el seno del fluido, influyendo también en las imágenes obtenidas por las cámaras. De esta forma se introduce una variación en la superficie restituida por el equipo, que es necesario deshacer con la información de la superficie libre del fluido. Para la obtención de una relación que tuviera en cuenta la refracción, se utilizó un sensor de calado por ultrasonidos para medir la altura de agua en tiempo real, a la vez que se realizaban los barridos del fondo con el Scanner 3D.

La refracción se produce, evidentemente, cuando el haz láser cambia de medio al entrar en la lámina de agua, produciéndose una variación en dos planos. En la utilización del Scanner 3D en los ensayos relativos a esta Tesis Doctoral, sólo se ha tenido en cuenta el análisis de la línea central. Lógicamente, si el haz láser incide de forma perpendicular a la superficie, y se estudia únicamente dicha línea central, no existe refracción de entrada.

Para obtener la relación que refleja la influencia de la refracción se realizaron dos series de ensayos. En la primera serie se midieron únicamente los perfiles del fondo plano del canal con diferentes alturas de lámina de agua. De esta forma, pudo determinarse la variación existente entre el calado real y la profundidad del fondo obtenida con la instrumentación. En la siguiente figura se introducen las variables involucradas y se esquematiza el fenómeno de la refracción.

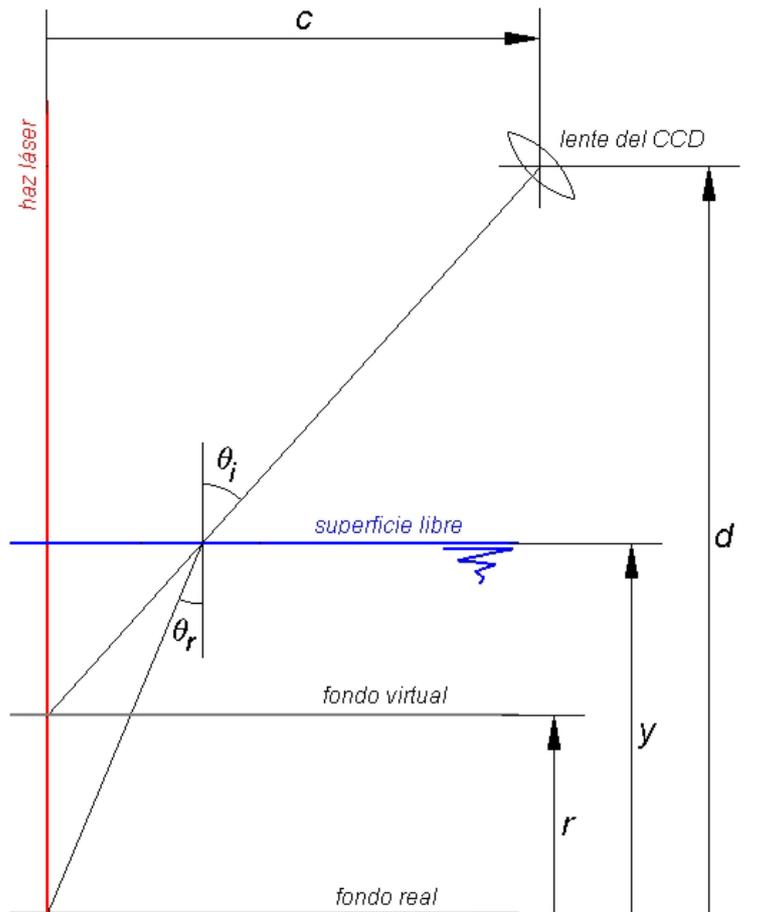


Figura 5.6. Refracción y variables de análisis en fondo plano

De acuerdo con el gráfico anterior pueden desarrollarse las siguientes relaciones para el estudio teórico:

$$(d - y) \cdot \operatorname{tg}(\theta_i) + y \cdot \operatorname{tg}(\theta_r) = c \quad (1)$$

$$(d - r) \cdot \operatorname{tg}(\theta_i) = c \quad (2)$$

siendo:

- c, d: parámetros geométricos que definen la posición del centro óptico del sistema, respecto al haz láser y el fondo del canal respectivamente

- $y$ : calado
- $r$ : elevación virtual del fondo del canal
- $\theta_i, \theta_r$ : ángulos incidente y refractado, relacionados por la ley de Snell

$$n_i \cdot \text{sen}(\theta_i) = n_r \cdot \text{sen}(\theta_r) \quad (3)$$

siendo:

- $n_i, n_r$ : índices de refracción de aire y agua, respectivamente ( $n_i=1, n_r=1.333$ )

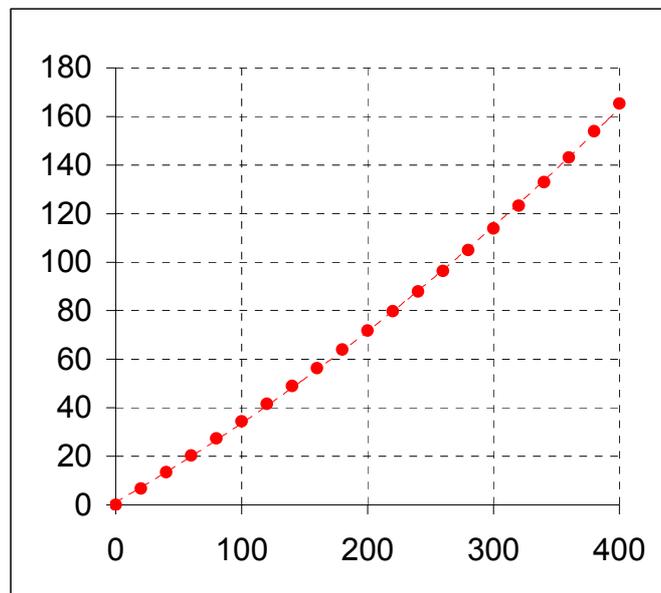
Introduciendo estas fórmulas en la ecuación (1) llegamos a:

$$(d - y) \cdot \text{tg}(\theta_i) + y \cdot \text{tg}\left(\arcsen\left(\frac{\text{sen}(\theta_i)}{1.333}\right)\right) = c \quad (4)$$

La ecuación no lineal anterior se resuelve mediante un programa que, conocidos  $c, d$  y el calado, aporta como resultado el ángulo de incidencia  $\theta_i$  para esas condiciones. Por otro lado,

$$r = d - \frac{c}{\text{tg}(\theta_i)} \quad (5)$$

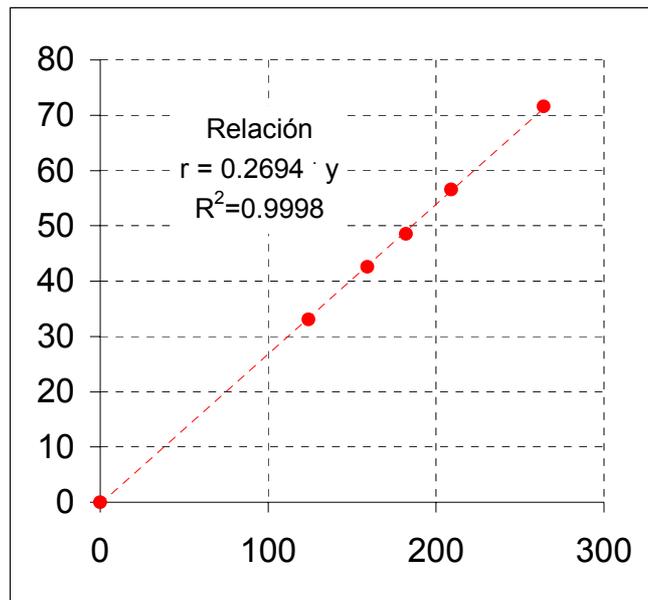
Con las expresiones (4) y (5) obtenemos la relación buscada entre la elevación teórica virtual  $r$  y la altura de la lámina de agua. Para unos valores de  $c=361$  y  $d=465$  (en milímetros), tenemos:



*Figura 5.7. Resultados teóricos de la relación entre elevación virtual  $r$  (ordenadas) y calado (abscisas), ambos en milímetros*

Como puede observarse, la tendencia de la curva es aproximadamente lineal en la primera parte, especialmente hasta un valor de la altura de lámina de agua de 200 milímetros, que en ningún caso fue superado en la experimentación desarrollada con el Scanner 3D.

En la siguiente figura se representan los resultados obtenidos experimentalmente, comprobando que la tendencia de la curva coincide con el estudio teórico, aunque los valores presentan ciertas variaciones que son ajustados en el ensayo implementado más adelante.



*Figura 5.8. Resultados experimentales de la relación entre elevación virtual r (ordenadas) y calado (abcisas), ambos en milímetros.*

En la segunda serie de experimentos se introdujo un elemento redondeado como objeto patrón, para representar el perfil del mismo con distintos calados. El objetivo del análisis en este caso consistió en relacionar la altura real existente con la altura virtual registrada, una vez decalado el fondo con los valores obtenidos en el ensayo anterior.

El esquema de la refracción y los elementos involucrados en estos ensayos (Scanner 3D, posicionador, canal de ensayos y objeto) son representados en las siguientes fotografía y figura:



Fotografía 5.6. Ensayo de medición de un objeto con el Scanner 3D

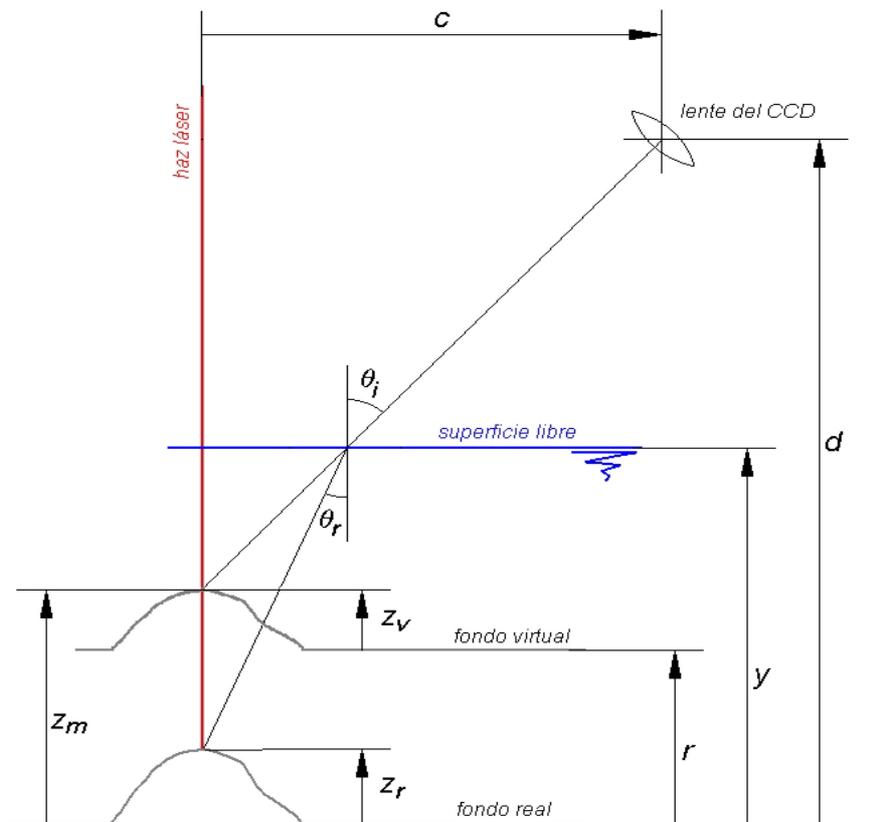


Figura 5.9. Refracción y variables de análisis en la medición del objeto

Las ecuaciones representativas son ahora:

$$(d - y) \cdot \operatorname{tg}(\theta_i) + (y - z_r) \cdot \operatorname{tg}(\theta_r) = c \quad (6)$$

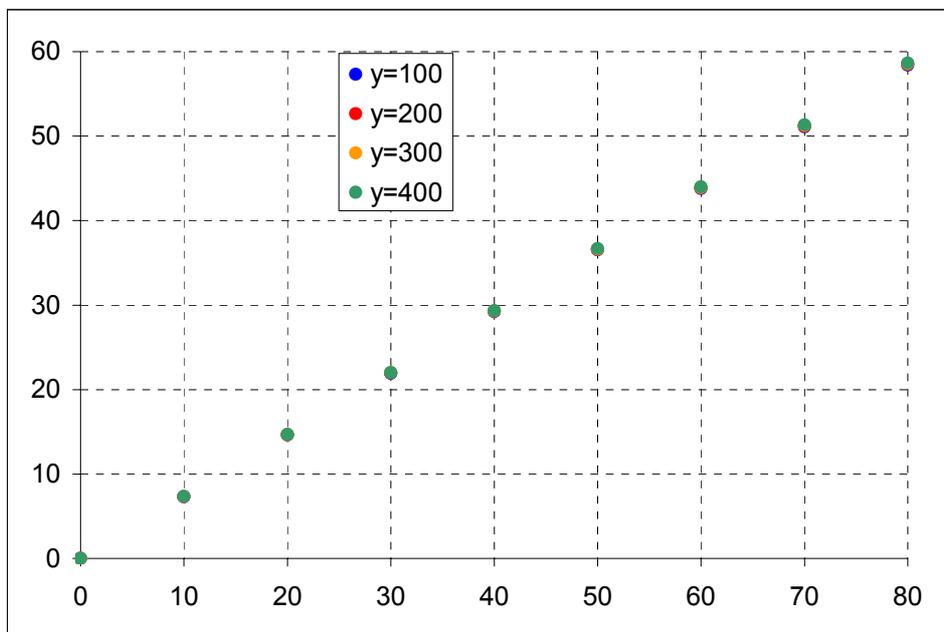
$$(d - z_m) \cdot \operatorname{tg}(\theta_i) = c \quad (7)$$

$$z_v = z_m - r \quad (8)$$

siendo:

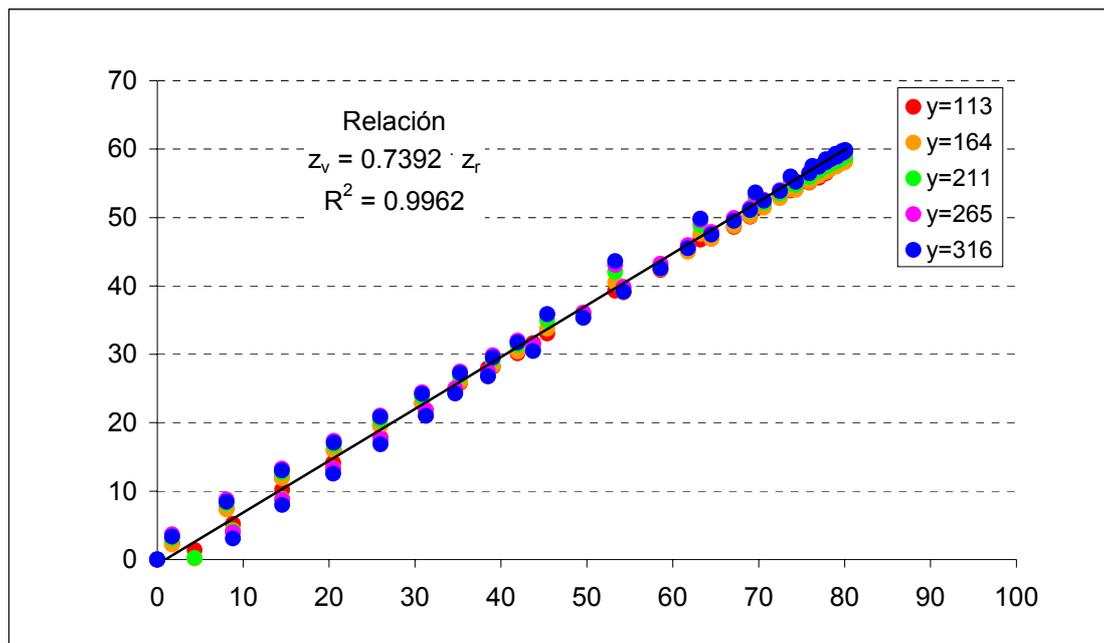
- $z_r$ : altura real
- $z_m$ : altura medida con el Scanner 3D
- $z_v$ : altura virtual una vez decalado el fondo del canal, o altura relativa

Representamos ahora las alturas virtuales teóricas respecto a las alturas reales con distintos calados:



*Figura 5.10. Resultados teóricos de la altura real ( $z_r$ , abscisas) frente a altura virtual relativa medida con el Scanner 3D ( $z_v$ , ordenadas) para distintos calados, ambos en milímetros*

La última figura representa ahora la relación anterior obtenida con la instrumentación en un barrido longitudinal del objeto, reflejando los registros correspondientes al Scanner 3D en ordenadas, con una tendencia claramente lineal respecto a los valores reales. Aunque en la figura no se distingue fácilmente, los resultados correspondientes a los distintos calados aparecen superpuestos en los puntos representados en la gráfica.



*Figura 5.11. Resultados experimentales de la altura real ( $z_r$ , abscisas) frente a altura virtual relativa medida con el Scanner 3D ( $z_v$ , ordenadas) para distintos calados, ambos en milímetros*

El barrido se realizó incluyendo la parte del fondo del canal situada antes y después del objeto, razón por la cual encontramos puntos correspondientes a un mismo calado al comienzo de la gráfica. En la zona alta de la misma existe una acumulación importante de datos, correspondientes a la medición de la parte superior del objeto analizado, en la que encontramos una pequeña planicie con irregularidades.

La figura anterior refleja la escasa influencia que la altura de la lámina de agua tiene en la medición de la superficie del objeto en los puntos más altos de la gráfica. En la parte baja de la misma, correspondiente al fondo del canal, puede apreciarse que la afección producida por un calado mayor es importante, registrando una distorsión notable entre las medidas realizadas. Sin embargo, en los puntos situados más arriba correspondientes a la parte alta del objeto y de mayor interés para la medición de perfiles del fondo, esta influencia es mucho menor. De esta forma, para esta última zona podemos concluir que en la línea media la altura de la lámina de agua produce una distorsión pequeña en los valores obtenidos.

Estas conclusiones hacen referencia obligatoriamente a las condiciones existentes en el ensayo y en el laboratorio donde fue realizada la experimentación, advirtiendo sobre la necesidad de realizar numerosos ensayos previos conjugando los distintos elementos para la obtención de buenos resultados.

Tras este análisis preliminar, la utilización del Scanner 3D queda así claramente justificada para analizar en tiempo real la evolución del lecho

debida al transporte de sedimentos en la línea central, mediante una técnica no intrusiva y completamente automatizada, como más adelante se explicará.

Antes de finalizar esta parte es importante resaltar que el potencial mayor de este instrumento corresponde a la medición de la elevación del fondo en tres dimensiones, aportando resultados diferenciados de los obtenidos con PIV.

En esta Tesis Doctoral se demuestra la aplicación del Scanner 3D en el campo del transporte de sedimentos, aportando resultados correspondientes a la línea central del haz láser, y justificando la implementación de este instrumento en la experimentación como paso previo a su utilización en análisis de la evolución del fondo en tres dimensiones.

### 5.1.2 Otra instrumentación

A continuación se detalla el funcionamiento de otros instrumentos utilizados en la experimentación para la medición de velocidades y calados.

#### 5.1.2.1 Velocímetros ADV

Como se indicó previamente, el trabajo con PIV exige la utilización de un canal transparente, para que las cámaras puedan recoger las imágenes iluminadas por el haz láser emitido. Como parte de la experimentación fue llevada a cabo en el CITEEC, cuyo canal de ensayos es enteramente de hormigón, en los ensayos allí desarrollados se utilizó otra instrumentación para la medida de velocidades, en este caso los velocímetros conocidos como Sontek MicroADV (Micro Acoustic Doppler Velocimeter).

Estos velocímetros acústicos basan las mediciones en el efecto Doppler, la resolución alcanzada es realmente alta, y su tamaño y modo de funcionamiento permite definirlos como instrumentos poco intrusivos en el flujo, aunque requieren un calado mínimo en los ensayos para poder medir con garantías.

Las características principales del aparato son las siguientes: medición de las tres componentes de la velocidad, precisión de medida hasta 0.1 cm/s (en las condiciones más favorables) y frecuencia de muestreo de 50 Hz. El volumen de muestreo es un cilindro de 4 milímetros de diámetro y 6 de altura (aproximadamente 0.08 cm<sup>3</sup>), situado 5 milímetros por delante del sensor (esta longitud es variable según el aparato utilizado).

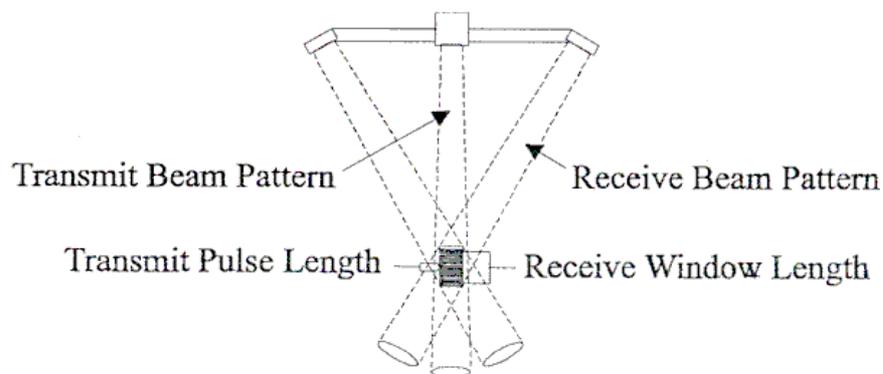
El funcionamiento del aparato está basado en la propagación de ondas sonoras a través de un fluido, que se reflejan al encontrarse con las partículas en suspensión presentes en el medio, y son captadas por un receptor. En la siguiente fotografía se presenta un velocímetro ADV.



*Fotografía 5.7. Velocímetro Sontek MicroADV vertical*

Los velocímetros ADV constan de un emisor y tres receptores, que miden las velocidades correspondientes a tres direcciones independientes, de forma que su composición permite obtener el vector velocidad en el volumen de muestreo. El emisor está colocado en posición central, y los receptores varían su ubicación en función del tipo de aparato utilizado. En los ensayos en los que se empleó esta instrumentación para la realización de esta Tesis Doctoral, debemos indicar que se han utilizado dos aparatos ADV distintos.

Diferenciamos así entre el ADV vertical, que identifica el volumen de muestreo situado por debajo de él en la vertical del instrumento (eje Z), y el ADV lateral, que mide en un volumen situado lateralmente al aparato, ya que el eje está girado 90 grados respecto a la vertical. En este caso, el eje Z será horizontal. Los límites geométricos del volumen de control vienen dados por la intersección de los rayos de emisión y recepción, como se muestra en la siguiente figura, correspondiente a un ADV vertical.



*Figura 5.12. Determinación del volumen de muestreo*

Como se comentó previamente, uno de los condicionantes más importantes en la utilización de un ADV es la exigencia de una determinada lámina de agua para efectuar las mediciones. En primer lugar, porque la parte relativa al emisor y los tres receptores debe estar sumergida por lo menos unos 2 o 3 centímetros. Además, en el caso de usar el ADV vertical, es importante tener en cuenta que existe una distancia mínima entre el volumen de muestreo y el aparato de aproximadamente 5 centímetros.

Estas circunstancias hacen imposible la medición de velocidades cerca de la superficie, y este hecho es decisivo a la hora de elegir entre usar un ADV vertical o un ADV lateral, más aún cuando los calados de trabajo oscilan entre 20 y 30 centímetros. Como se comentará más adelante en la planificación de los ensayos, para las primeras aproximaciones se usó un ADV vertical, mientras que para la toma de datos definitiva el aparato utilizado fue un ADV lateral, que mide las velocidades en la franja horizontal del aparato, y permite registrar un mayor número de datos en la dirección vertical.

#### 5.1.2.2 Aparato de medida de calados diseñado en la Universidad de A Coruña

Para la medición de calados en la experimentación llevada a cabo en el CITEEC, se utilizó un aparato diseñado en la Universidad de A Coruña para la medición de calados tal y como se describe a continuación.

Esta sonda de calados es un dispositivo para obtener las distancias hasta el agua desde un punto por encima de la superficie. El aparato dispone en su extremo de un par de electrodos de varilla inoxidable, los cuales descienden solidarios con un pistón neumático hasta que tocan el agua, momento en el cual el fluido es detectado por continuidad eléctrica. Por otro lado, el pistón lleva acoplado un encoder como elemento de medida de su desplazamiento.

La medida del calado se obtiene simplemente asociando el instante en que los electrodos tocan el agua con la medida del desplazamiento del cilindro, a través de movimientos continuos de subida y bajada del pistón. La sonda de calados consta por lo tanto de los siguientes elementos: cilindro neumático de desplazamiento lineal, electro-válvulas neumáticas, reguladores de caudal de aire y sensor de desplazamiento (encoder).

El pistón tiene un recorrido de 500 milímetros y, para medir dicho recorrido, dispone de un sensor de posición de hilo con salida tipo encoder (por pulsos). Este encoder tiene una cadencia de 10 pulsos por cada milímetro de desplazamiento, lo que equivale a tener una precisión de una décima de milímetro. En la siguiente fotografía puede apreciarse el funcionamiento del aparato, que aparece con el mismo soporte que un velocímetro ADV como se comentará más adelante.



*Fotografía 5.8. Aparato de medición de calados y velocímetro ADV*

El cuadro de control está constituido por un mini-autómata de Siemens de alta velocidad, para poder tratar entradas digitales de tipo encoder. Al disponer de un ciclo de instrucción de 0.37 microsegundos, se pueden tratar los pulsos recibidos del autómata con registros de conteo rápidos, y almacenar en ellos el número de pulsos recibidos.

Por lo tanto, una vez se detecta el agua, el autómata hace la conversión a unidades físicas, en este caso décimas de milímetro. El dato es llevado a un programa que registra el valor con su correspondiente fecha y hora de adquisición. De forma general, la frecuencia de muestreo es de una medida por segundo.

Este aparato fue calibrado con diversos ensayos llevados a cabo en los dos canales de ensayos utilizados, incluyendo vertederos con fuertes curvaturas de la lámina libre. En todos los casos los resultados obtenidos fueron totalmente satisfactorios.

## **5.2 INSTALACIONES**

Todos los experimentos fueron realizados en las instalaciones de los Laboratorios de Hidráulica de dos edificios contiguos, como son el CITEEC y la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, ambos situados en el Campus de Elviña de la Universidad de A Coruña, y pertenecientes a la misma.

### 5.2.1 Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

La mayor parte de los ensayos correspondientes a la validación experimental del modelo numérico propuesto fueron llevados a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

El circuito hidráulico de este laboratorio está dotado con dos bombas, que pueden aportar hasta un caudal máximo de 70 l/s al canal rectangular de sección 0.5x0.5 metros, y 15 metros de longitud. La pendiente del canal es variable entre 2.5% y (-0.5)% (pendiente adversa), y el coeficiente de Manning es aproximadamente de 0.011.

Dispone de una compuerta en su parte final que permite variar la cota de vertido al depósito inferior, desde el cual se recircula el agua gracias a las dos bombas ya comentadas, y de esta forma condicionar los niveles aguas arriba. Los valores del caudal, pendiente y altura de la compuerta son modificados desde un ordenador que centraliza la información, y que permite un cómodo y rápido ajuste de los valores de estas variables.



*Fotografía 5.9. Canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*

Como puede comprobarse en la fotografía anterior, el canal de este laboratorio contiene elementos metálicos y paneles de cristal en las paredes laterales, aspecto que merece la pena comentar en profundidad, especialmente desde el punto de vista de la aplicación de la instrumentación utilizada en este caso.

La disponibilidad para la medición de velocidades de la instrumentación PIV (Particle Image Velocimetry), hacía prácticamente obligatoria su utilización en los ensayos para la validación experimental del modelo numérico. Por otro lado, una vez comprobamos la idoneidad del Scanner 3D en la medición láser de los perfiles del fondo, la experimentación se orientó hacia la utilización conjunta de ambos instrumentos.

Para el trabajo con PIV se requiere que los laterales del canal de trabajo sean transparentes, por lo que la experimentación con este instrumento no presentó dificultades. En el caso del Scanner 3D no existe ninguna exigencia respecto a las paredes del canal, ya que este instrumento mide los perfiles del fondo desde una posición elevada, por lo que el hecho de que los laterales del canal sean de cristal o de hormigón no afecta a las mediciones.

Sin embargo, una vez decidimos realizar la experimentación conjunta de velocidades y calados con el PIV, y elevaciones del fondo con el Scanner 3D, encontramos ciertas dificultades iniciales en el funcionamiento de este último instrumento en el canal del Laboratorio de la Escuela de Caminos. Esto era debido, volviendo a la definición de las características de estas instalaciones, al revestimiento metálico de los bordes de dicho canal.

Como se detalló en apartados precedentes, este aparato emite una luz láser que puede verse alterada por la existencia de conductores o campos electromagnéticos en las cercanías. Evidentemente, la presencia cercana de estos bordes provocaba mediciones demasiado distorsionadas y erróneas. La solución para obtener la máxima resolución con este instrumento se planteó, en primer lugar, subiendo la posición del receptor para evitar su cercanía a los laterales metálicos del canal. En segundo lugar, el brazo extensible de sujeción del Scanner 3D, que se usó para hacer los barridos longitudinales del fondo, fue realizado de madera para evitar interacciones con dichos elementos metálicos.

En apartados posteriores se detallarán los aspectos relativos a la planificación de los ensayos y la automatización de la experimentación.

### 5.2.2 Laboratorio de Hidráulica del CITEEC (Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil)

El CITEEC fue inaugurado en Mayo de 2000, y en él se desarrollan diversos proyectos de investigación relacionados con la ingeniería hidráulica y del medio ambiente, cálculo y diseño de estructuras, ingeniería de la construcción, portuaria, etc.

En la realización de esta Tesis Doctoral las instalaciones del CITEEC fueron utilizadas para la primera fase de los ensayos relativos al análisis de la pérdida de rendimiento de un vertedero, debido a fenómenos de colmatación. Como quedará explicado más adelante, el análisis de la evolución de la curva de gasto de dicho vertedero se realizó en esta parte con condiciones de experimentación tales que el sedimento no fuera movilizado por el flujo.

Los resultados obtenidos constituyeron la base de la programación del resto de ensayos de esa serie, que ya fueron llevados a cabo en las instalaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Por otro lado, cabe resaltar que la instrumentación láser utilizada para la medición de la hidrodinámica y los perfiles del fondo (PIV y Scanner 3D), pertenece al equipamiento del CITEEC.

Las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del CITEEC permiten la realización simultánea de varios proyectos de investigación, gracias al circuito de recirculación de agua existente. El canal rectangular donde se realizan los ensayos se alimenta de un depósito situado en los sótanos del edificio, donde se almacena el agua que va a ser usada en el Laboratorio. Mediante una bomba de impulsión, con capacidad hasta 400 l/s, el líquido es llevado hasta un depósito de distribución situado en la cubierta.

El agua desciende por gravedad y es llevada a la Planta de Hidráulica a través de los elementos necesarios para la regulación del caudal, existiendo diversos caudalímetros y medidores de presión a lo largo del circuito hidráulico. Concretamente, los caudalímetros intercalados en las conducciones que separan el agua en el Laboratorio de Hidráulica del CITEEC, son del tipo electromagnético ABB. La señal que emiten es recibida por el ordenador que centraliza todo el funcionamiento de esta Planta, mostrándose su valor en pantalla en tiempo real.

El canal donde se han realizado los ensayos es de hormigón con sección rectangular de 1.60 metros de anchura, 1.50 metros de altura y 30 metros de longitud. En la parte situada aguas abajo existe una compuerta motorizada que permite modificar la condición de contorno y fijar un determinado nivel.

La salida de agua del canal se realiza por un conducto de cuarenta centímetros de diámetro que conduce hasta una cámara, situada bajo el mismo, dotada con un filtro para evitar el vertido de elementos arrastrados por el flujo al depósito inferior, al que regresa el agua una vez superado dicho filtro.

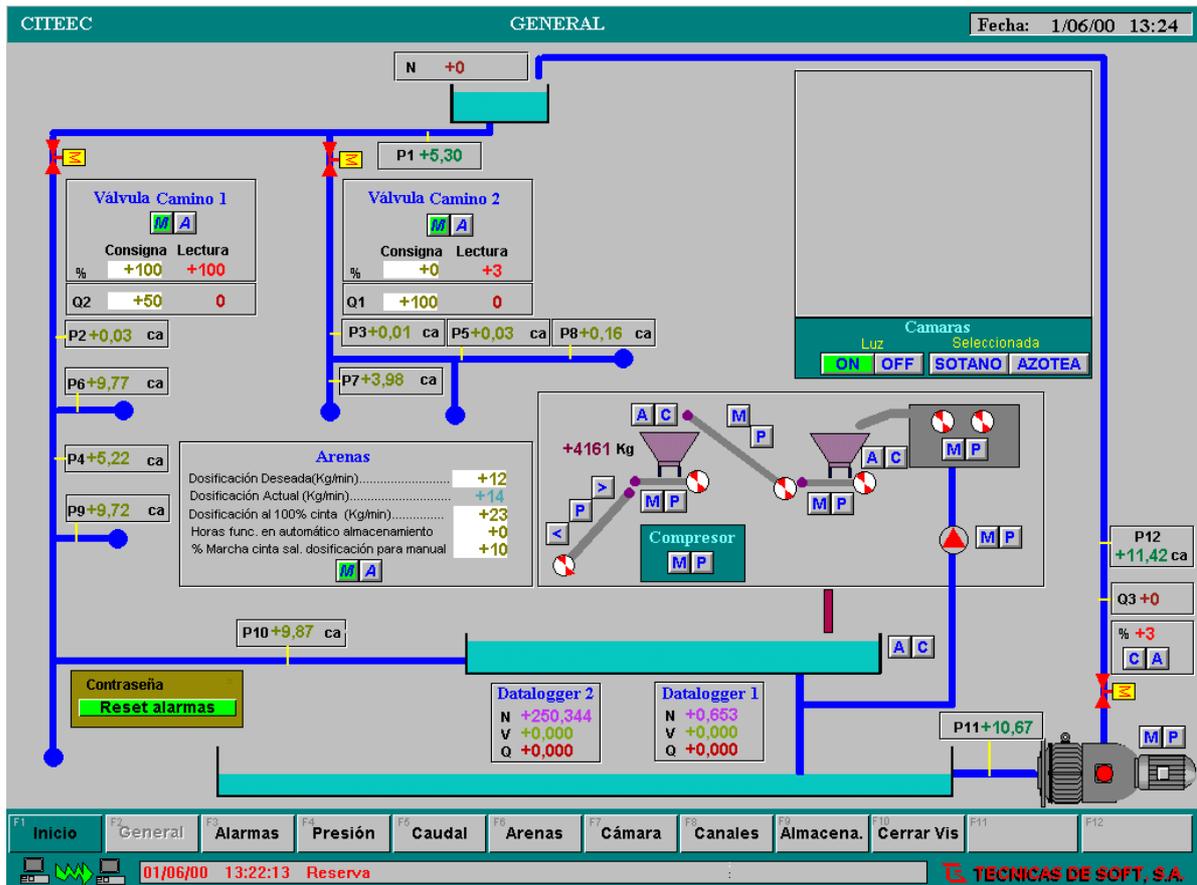
La parte final del canal, compuerta motorizada y parte de la instrumentación empleada pueden contemplarse en la siguiente fotografía.



*Fotografía 5.10. Canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica del CITEEC*

En la zona cercana al canal hay dos tolvas que pertenecen a un circuito de recirculación de áridos con bomba de impulsión y secador incluidos. La apertura de tajaderas es realizada con velocidad constante en una de las tolvas, y con velocidad variable en la otra.

Como se ha comentado previamente, desde el ordenador central del Laboratorio se pueden dirigir prácticamente todas las acciones mecánicas del mismo. En los ensayos incluidos en esta Tesis Doctoral únicamente la medición de caudales fue realizada desde dicho ordenador central, cuya pantalla principal se muestra a continuación junto con las demás aplicaciones ejecutables.



Fotografía 5.11. Pantalla principal de control del Laboratorio de Hidráulica del CITEEC

### 5.2.3 Acoplamiento de la instrumentación

En el presente apartado se analiza el acoplamiento de la instrumentación en la realización de los experimentos en ambas instalaciones. Uno de los aspectos en los que más se ha incidido es en la automatización y funcionamiento conjunto en la medida de las variables involucradas. El análisis se presenta separadamente para la experimentación realizada en los Laboratorios de Hidráulica de la Escuela de Ingenieros de Caminos, y del CITEEC.

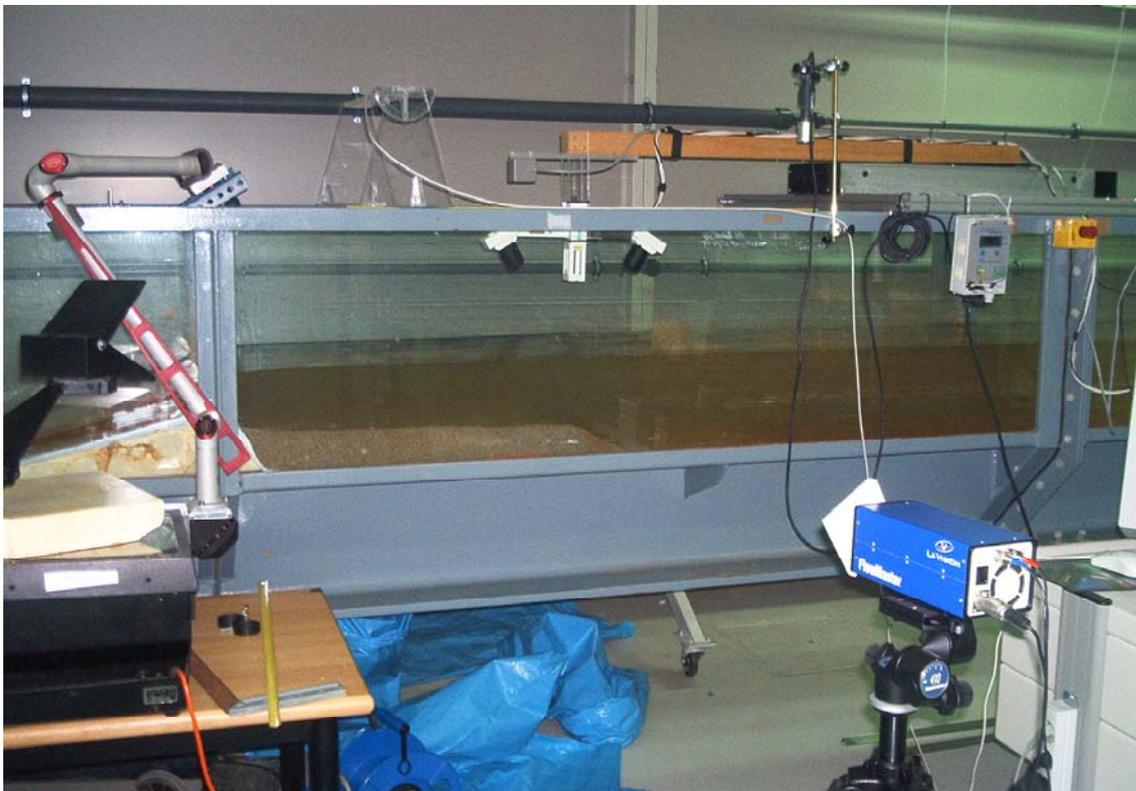
#### 5.2.3.1 Funcionamiento acoplado de PIV y Scanner 3D

Los aparatos con técnicas de medición láser fueron utilizados en el canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. El potencial más importante de estas herramientas lo constituye la posibilidad de trabajar conjuntamente. De esta forma, las zonas de análisis en el canal de ensayos fueron seleccionadas para que, tanto el PIV como el Scanner 3D, pudieran ofrecer resultados en tiempo real de la misma parte del canal.

Los resultados del PIV reflejan la distribución de velocidades en cada columna vertical de fluido y, en algunos casos (como luego se comentará), la evolución

del fondo del canal. Estos datos son fundamentales, no sólo para conocer dichos campos de velocidades, sino también para relacionar las medidas con otras variables involucradas con estos procesos, como pueden ser las tensiones tangenciales. La determinación de estos parámetros es decisiva para estimar las zonas de erosión y sedimentación, así como la posibilidad de calibrar y validar las distintas fórmulas empíricas de transporte de sedimentos. En el caso del Scanner 3D, los resultados de la experimentación ofrecen la evolución del lecho en la misma zona de estudio, en tiempo real y de un modo no intrusivo.

De esta forma, el acoplamiento de la instrumentación ofrece como resultados la variación en tiempo real del campo completo de velocidades y perfiles del fondo. En la siguiente fotografía puede apreciarse la colocación de ambos aparatos para el funcionamiento conjunto.



*Fotografía 5.12. Funcionamiento acoplado de PIV y Scanner 3D*

#### 5.2.3.2 Funcionamiento acoplado del resto de la instrumentación

El resto de la instrumentación ya comentada (velocímetros ADV y aparato de medida de calados) fue utilizada en la experimentación realizada en el canal del Laboratorio de Hidráulica del CITEEC. También en este caso se buscó la mayor centralización y automatización posible de los distintos elementos.

Como se comentó previamente, en este caso la información y los controles están centralizados desde un ordenador existente en la planta de Hidráulica.

En los ensayos realizados para esta Tesis Doctoral, dicho ordenador registró únicamente la señal de los caudalímetros almacenando los valores correspondientes.

Para la medida de velocidades y calados, la instrumentación se colocó solidariamente unida a un bastidor robotizado, colocado en la parte superior del canal, en la zona cercana al vertedero analizado. Este posicionador realiza los movimientos introducidos a través de distintos programas elaborados por el usuario.

De esta forma, pudieron medirse con comodidad alturas de agua y velocidades en secciones longitudinales y transversales del canal. A continuación se muestran dos fotografías con el canal de ensayos, el bastidor y la instrumentación utilizada (velocímetros ADV y aparato propio de medida de calados).



*Fotografía 5.13. Canal de ensayos del CITEEC con el posicionador unido a la instrumentación*

En la segunda fotografía se aprecia con mayor claridad el funcionamiento conjunto del velocímetro ADV y el aparato de medida de calados aguas arriba del vertedero.



*Fotografía 5.14. Detalle del velocímetro ADV y el aparato de medida de calados, durante uno de los ensayos en el CITEEC*

### **5.3 PLANIFICACIÓN DE LOS EXPERIMENTOS**

Los ensayos incluidos en esta Tesis Doctoral fueron realizados con un triple objetivo. En primer lugar, la realización de esta experimentación ha servido para validar el modelo numérico bidimensional que resuelve la hidrodinámica y el transporte de sedimentos en régimen no permanente, ya comentado en anteriores Capítulos. De esta forma se han podido calibrar y ajustar los distintos parámetros involucrados en la problemática planteada.

En segundo lugar, para proporcionar resultados experimentales de diferentes ámbitos de la Hidráulica en general, y el transporte de sedimentos en particular. Como ya se ha comentado con anterioridad, uno de los campos necesitados de un mayor desarrollo en la morfología fluvial es la presentación de estudios empíricos para la validación y calibración de las distintas fórmulas y metodologías. Con los ensayos incluidos en esta Tesis Doctoral, y el análisis posterior de variaciones del lecho y transporte de fondo fundamentalmente, se aportan más resultados experimentales en la línea comentada.

Por último, cabe reflejar en esta parte práctica que el Scanner 3D es una herramienta perfectamente válida para restituir perfiles del fondo en régimen no permanente y en tiempo real. Este aparato puede funcionar en un dominio relativamente pequeño y con unos condicionantes muy particulares, pero proporciona resoluciones menores al milímetro en algunos casos, lo que le convierten en un aparato con un potencial realmente interesante en el campo del transporte de sedimentos.

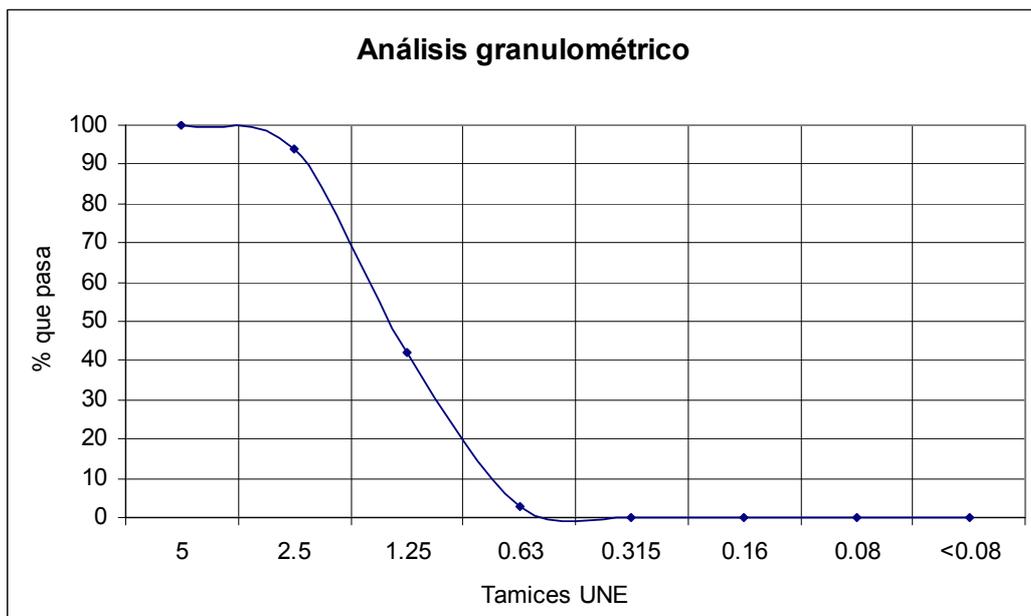
Antes de comenzar a detallar la planificación de los ensayos desarrollados, se realiza a continuación un análisis de dos aspectos generales relativos a la experimentación: el árido utilizado y el tipo de transporte de sedimentos con el que se ha trabajado.

En primer lugar es importante destacar es que la experimentación se realizó con sedimento prácticamente uniforme en todos los casos. La mayoría de los ensayos fueron llevados a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, utilizando una arena gruesa de un milímetro de diámetro medio. Esta decisión es coherente con la validación del modelo numérico propuesto en esta Tesis Doctoral, que debe ejecutarse con un tamaño de sedimento constante. En la tabla y gráfica siguientes se muestran las características del árido utilizado en los ensayos del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela de Ingenieros de Caminos.

Tamiz UNE	Retenido en tamiz(gr)	Gramos que pasan	% que pasa
5	0	1000	100.0
2.5	60	940	94.0
1.25	520	420	42.0
0.63	390	30	3.0
0.315	30	0	0.0
0.16	0	0	0.0
0.08	0	0	0.0
<0.08	0	0	0.0

*Tabla 5.1 Granulometría del árido utilizado*

Peso de la muestra: 1000 gramos. Arena tipo GRS1/2-C, Empresa SMS (Bilbao). Resultado: Arena media-arena gruesa.



*Figura 5.13. Granulometría del árido utilizado en la experimentación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*

Por otro lado, el único modo de transporte con el que se experimentó fue el transporte de fondo, ya que para poner dicha arena en suspensión se requerían unas condiciones que hacían imposible la utilización conjunta del Scanner 3D y el PIV, aspecto que nos parecía esencial. En particular, el Scanner 3D necesita que la lámina de agua no tenga variaciones importantes en su superficie para posibilitar las mediciones, y que la turbidez sea pequeña.

El modelo numérico fue concebido (y así ha sido validado) para analizar evoluciones del lecho y el transporte de sedimentos en régimen de transporte medio o bajo, pero nunca con variaciones fuertes del fondo o con regímenes de avenidas. Por lo tanto, esos experimentos no se podrían implementar con el modelo numérico, por lo que se perdería el interés en extraer conclusiones sobre las formulaciones empíricas y otros aspectos relacionados.

### 5.3.1 Ensayos en canal de laboratorio con transporte de fondo en régimen no permanente

El objetivo de esta serie fue, fundamentalmente, proporcionar resultados de la hidrodinámica y el transporte de sedimentos para validar y calibrar el modelo numérico HidrSed, a la vez que se justificó la utilización del PIV y el Scanner 3D.

La experimentación fue realizada enteramente en las instalaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Otro objetivo indirecto fue obtener los datos del campo de velocidades y de la evolución del fondo del canal en una zona determinada, con la precisión suficiente para poder analizar y extraer conclusiones de las tensiones tangenciales, el transporte de fondo y otras variables relacionadas.

En este primer bloque se llevaron a cabo dos experimentos en el canal del Laboratorio que, como se comentó anteriormente, tiene una longitud de 15 metros y una sección de 0.5x0.5 metros.

En el primer ensayo se pretendía alcanzar el equilibrio entre las condiciones hidrodinámicas y las relativas a la morfología del lecho, produciéndose transporte de sedimentos hasta llegar a dicho equilibrio. Los límites operativos de este caso práctico fueron difíciles de encontrar, ya que era necesaria la confluencia de varios factores. Por un lado, eran obligatorias unas condiciones en cuanto a caudal y calado que permitieran la erosión del fondo del canal, pero de tal forma que dicha erosión alcanzara el equilibrio en un momento dado. Por otro, la necesidad de que el lecho fuera erosionado requería velocidades altas, lo que se reflejaba en variaciones significativas en la superficie del fluido, imposibilitando la utilización del Scanner 3D para determinar las variaciones del fondo en tiempo real.

El experimento se realizó introduciendo una capa de arena de diámetro medio igual a un milímetro, y espesor de 4.5 centímetros en el intervalo de longitudes de 4.5 a 9 metros, referenciado el origen como el extremo situado aguas arriba del canal. La pendiente introducida fue del 0.052%, el caudal circulante de 21.8

litros/segundo, y el calado en la sección de aguas abajo de 11.5 centímetros. Las mediciones experimentales fueron realizados con PIV y con el Scanner 3D.

En el segundo ensayo de este primer bloque de la experimentación se colocó también una capa de la misma arena de 5 centímetros de espesor, en el intervalo de longitudes de 4.5 a 8.5 metros. La pendiente en este caso fue del 0.055%, y el caudal circulante se fue modificando con el objeto de conocer la evolución del lecho en estas circunstancias.

El experimento comenzó con un caudal de 10.4 l/s, valor que se mantuvo durante la primera media hora, apreciándose una leve erosión prácticamente en toda la zona cubierta por la capa de arena. A continuación se incrementó el caudal en la siguiente media hora hasta 19.5 l/s, elevándose finalmente hasta 29.6 l/s. Lógicamente, la capacidad erosiva fue aumentando, y el ensayo se interrumpió artificialmente pasados quince minutos desde la introducción del tercer y último caudal.

El ensayo fue desarrollado realizando mediciones únicamente con PIV, siendo suficiente su utilización para obtener el campo de velocidades y los perfiles del fondo. Las variaciones producidas en la superficie libre con los cambios de caudal, y las oscilaciones de la misma con el último caudal introducido, desaconsejaron la inclusión del Scanner 3D en la instrumentación.

En este punto es importante insistir en que el mayor potencial del Scanner 3D es la restitución de la superficie del fondo en tres dimensiones. Esta diferencia fundamental respecto al trabajo con PIV es la que confiere características propias y específicas a este instrumento en su utilización en el campo del transporte de sedimentos. Sin embargo, el trabajo fundamental desarrollado en esta Tesis Doctoral respecto al Scanner 3D es demostrar la aplicación de esta herramienta en dicho campo, aportando resultados referidos a la línea central del haz láser.

Los dos ensayos comentados fueron representados por el modelo numérico, reflejando en el siguiente Capítulo de esta Tesis Doctoral los resultados de la experimentación y la comparación con dicho modelo numérico.

### 5.3.2 Ensayos de transporte de sedimentos y colmatación de un vertedero

El segundo bloque de experimentos fue realizado con el objetivo fundamental de validar el modelo numérico con nuevos ensayos de laboratorio, relacionando el análisis del transporte de sedimentos y su influencia en el funcionamiento de un vertedero. El estudio de las obras hidráulicas y las estructuras construidas en los cauces de los ríos puede considerarse como uno de los campos más importantes de la Hidráulica, entre los que también encontramos evidentemente el transporte de sedimentos y la morfología fluvial.

Uno de los ámbitos que se ha analizado en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de la Universidad de A Coruña, tanto numérica como experimentalmente, es el análisis conjunto de ambas temáticas, es decir, la influencia del transporte de sedimentos en el funcionamiento de

determinadas construcciones, como por ejemplo los vertederos. El comportamiento de estos elementos puede verse afectado por la colmatación y concentración permanente de sedimentos en su parte anterior, produciéndose una cierta pérdida de rendimiento o variación en la curva de gasto.

### 5.3.2.1 Vertedero analizado. Funcionamiento y curva de gasto

El estudio fue realizado con el vertedero esquematizado en la siguiente figura, incluyendo las variables geométricas representativas del mismo.

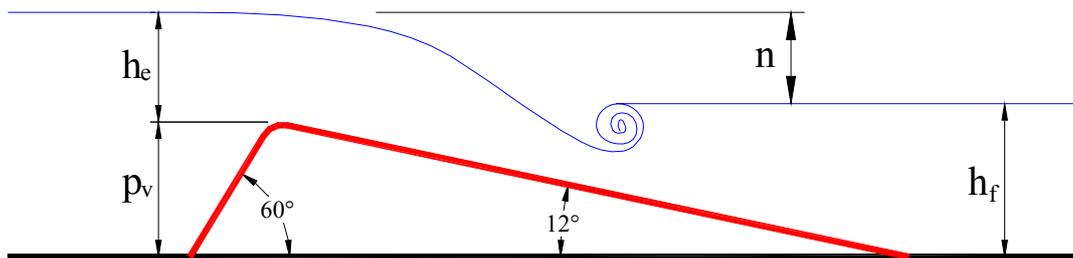


Figura 5.14. Vertedero y variables geométricas involucradas

En la figura anterior, los parámetros indicados corresponden a:

- $p_v$ : altura del vertedero
- $h_e$ : calado efectivo, medido a partir de la coronación del vertedero
- $h_f$ : calado aguas abajo del vertedero
- $n$ : coeficiente de anegamiento,  $n = h_e + p_v - h_f$

Este vertedero tiene las siguientes limitaciones geométricas, cuyo cumplimiento es necesario para que la curva de gasto sea válida (Bos, 1989).

$$0.125 \cdot p_v \leq h_e \leq p_v \quad n \geq 0.4 \cdot h_e \quad (9)$$

La curva de gasto correspondiente es la proporcionada por la siguiente expresión:

$$Q = \left( \frac{0.1}{P_v/h_e} + 0.4 \right) \cdot l \cdot h_e \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_e} \quad (10)$$

Desarrollando los términos llegamos a:

$$Q = \sqrt{0.01 \frac{l^2 g}{P_v^2} h_e^5 + 0.16 \frac{l^2 g}{P_v} h_e^4 + 0.32 \cdot l^2 g h_e^3} \quad (11)$$

En la realización de estos ensayos hubo 2 fases claramente diferenciadas. La primera de ellas tenía como objetivo analizar la variación en la curva de gasto del vertedero, con árido no movilizado por el flujo, mediante la experimentación desarrollada en el Laboratorio de Hidráulica del CITEEC. Esta serie de ensayos formó parte de un proyecto de investigación que se inició con anterioridad a esta Tesis Doctoral, realizado por el autor.

En la segunda fase, implementada ya dentro del marco de la Tesis Doctoral, el objetivo fundamental fue continuar la validación experimental del modelo numérico propuesto. Para ello se realizaron ensayos similares a los implementados en el CITEEC, pero con un sedimento de diámetro uniforme menor, por lo que pudo analizarse el transporte de sedimentos aguas arriba del vertedero por métodos numéricos y experimentales.

Por otro lado, los resultados obtenidos permitieron continuar el estudio del rendimiento de la curva de gasto del vertedero, y su relación con el perfil de equilibrio del fondo.

### 5.3.2.2 Ensayos realizados en el CITEEC

Como se ha comentado previamente, los primeros ensayos con árido no movilizado por el flujo fueron desarrollados en el CITEEC. En la parte central del canal de ensayos del Laboratorio de Hidráulica, de 30 metros de longitud y 1.60 metros de anchura, se colocó el vertedero analizado. También fue ubicado en esa zona el bastidor robotizado y la instrumentación empleada, es decir, los velocímetros ADV y el aparato de medida de calados presentado en el apartado 5.1.2.2.

Introduciendo el ancho de canal y vertedero en la ecuación (11), y la altura del vertedero construido ( $p=17.4$  centímetros), llegamos a la expresión de la curva de gasto correspondiente a esta parte.

$$Q = \left( 8.2949 \cdot h_e^5 + 20.9280 \cdot h_e^4 + 8.0364 \cdot h_e^3 \right)^{0.5} \quad (12)$$

Las mediciones se realizaron en una malla de puntos abarcando una longitud de 90 centímetros desde aguas arriba de la coronación del vertedero, con el fin de obtener un amplio espectro de los valores de calado y velocidad.

La experimentación llevada a cabo contó con dos limitaciones en los caudales de trabajo. La primera de ellas vino impuesta por los requerimientos geométricos del vertedero, ya que, como se indicó anteriormente, los calados efectivos están limitados como refleja la ecuación (9). Introduciendo los valores correspondientes en la ecuación de la curva de gasto, los caudales de ensayo en el canal quedaron restringidos entre 11.2 y 311.7 litros/segundo. Sin embargo, realizando los ensayos con caudales superiores a 130 l/s se producía el anegamiento del vertedero, debido a los condicionantes de vertido del canal, por lo que hubo que limitar el intervalo de mediciones hasta dicho valor. Este anegamiento venía provocado por los dispositivos de separación de los sedimentos, que disminuían notablemente la capacidad de desagüe del canal.

Pese a estos condicionantes, se pudieron realizar numerosos experimentos de medida de calados y velocidades en la zona inmediatamente anterior al vertedero, tanto en dirección longitudinal al flujo como transversal. El trabajo se comenzó analizando una malla de 270 puntos cercanos al dispositivo de aforo, separados 5 centímetros entre sí en las dos direcciones en planta.

Estos primeros ensayos fueron realizados con el ADV vertical, reflejando valores de la velocidad con una clara componente transversal, lo que evidentemente no se corresponde con la aproximación del flujo al vertedero. Colocando tubos laminadores aguas arriba se consiguió anular dicho efecto, y poder centrar finalmente el estudio en la sección media del canal.

Asegurada la bidimensionalidad del flujo y la simetría del vertido sobre coronación, el trabajo se centró en las variaciones longitudinales de calados y velocidades en la sección central del canal. Debido a la importancia de la medición de velocidades a distintas alturas y cerca de la superficie, el ADV lateral fue introducido en la experimentación. Los primeros ensayos fueron realizados con el vertedero en su forma original y, a continuación, distintas capas de sedimento fueron colocadas en la zona anterior al vertedero simulando la colmatación del mismo, como se especificará en el Capítulo siguiente.

#### 5.3.2.3 Ensayos realizados en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

La segunda serie de ensayos relativos al análisis del transporte de sedimentos en un vertedero fueron desarrollados en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. A partir de los resultados obtenidos en los ensayos antes comentados, se planificaron y desarrollaron una nueva serie de experimentos, utilizando en este caso la instrumentación correspondiente a Scanner 3D y PIV. El objetivo fundamental fue la validación del modelo numérico con datos reales en régimen no permanente, comparando los resultados experimentales con los aportados por dicho modelo.

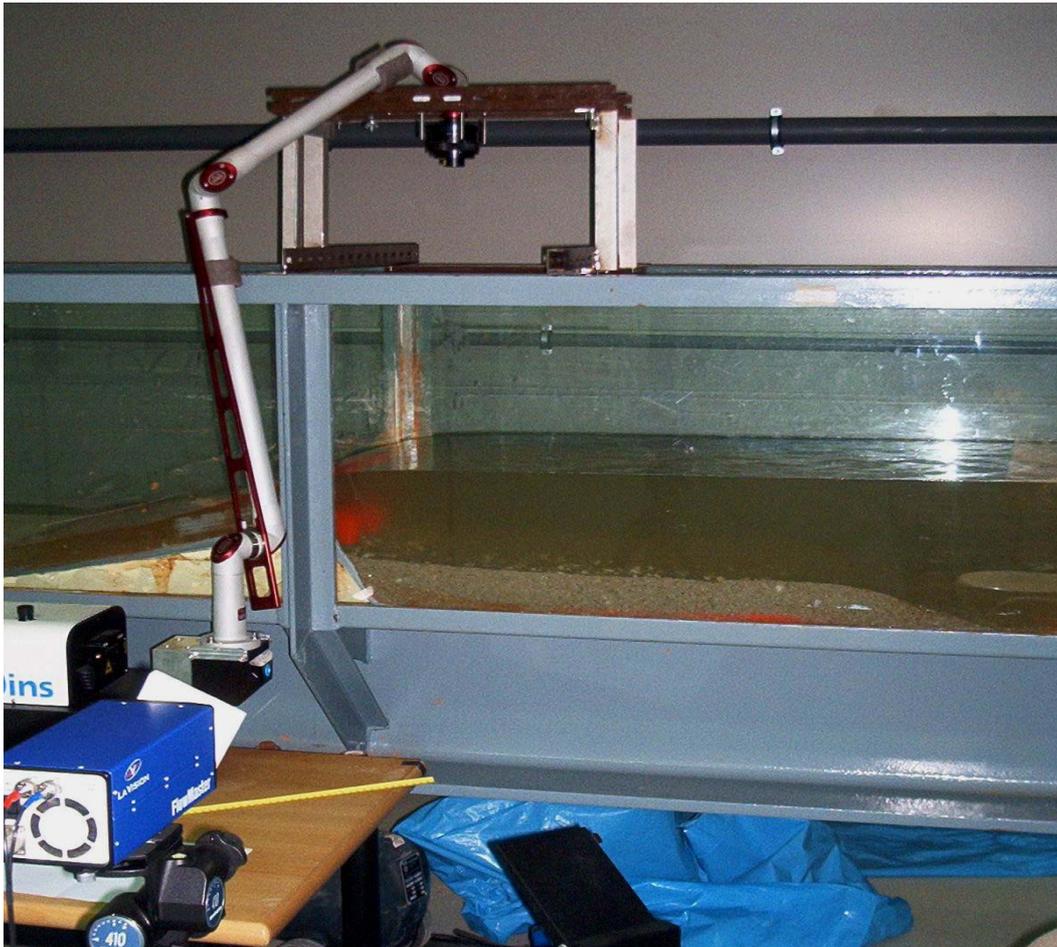
Por otro lado, la medición de velocidades, calados y elevaciones del fondo en régimen no permanente y en tiempo real, permitió continuar con el estudio de la pérdida de rendimiento del vertedero. Los ensayos realizados en esta segunda parte registraron así la evolución temporal de los calados efectivos, a medida que la capa de sedimentos era erosionada con distintos caudales.

De esta forma, se prosiguió con el análisis de la colmatación del vertedero y su influencia en la curva de gasto, realizado en el CITEEC con material no movilizado por el flujo, y en esta parte con sedimento erosionado con los caudales circulantes. Por lo tanto, pudo determinarse la evolución temporal de la pérdida de rendimiento y el perfil de equilibrio del lecho de arena para la granulometría utilizada.

El sedimento utilizado fue el mismo que en el apartado 5.3.1, correspondiente a un diámetro medio de un milímetro, de tal forma que fuera erosionado y

transportado hacia aguas abajo, y poder así analizar en tiempo real la variación de los campos de velocidades y perfiles del lecho.

En este bloque de la experimentación se llevaron a cabo dos ensayos principales, manteniendo la pendiente horizontal, y disponiendo una capa de arena simulando un vertedero de pared gruesa de forma similar a los ensayos desarrollados en el CITEEC. Un ejemplo de uno de estos casos prácticos en funcionamiento puede contemplarse en la siguiente fotografía.



*Fotografía 5.15. Ensayo correspondiente al análisis del transporte de sedimentos en un vertedero*

El primer ensayo se realizó con un caudal de 31 litros/segundo, manifestándose una erosión pequeña hasta alcanzar el equilibrio. La ventaja de utilizar un caudal bajo fue que la superficie libre del agua no presentó variaciones importantes, por lo que pudo emplearse el Scanner 3D en la medición de los perfiles del fondo en tiempo real. También se trabajó con PIV en la determinación del campo de velocidades.

El segundo ensayo fue desarrollado con un caudal de 43 l/s, aumentando la capacidad erosiva de la corriente, por lo que únicamente se realizaron

mediciones con PIV. En este caso no pudo utilizarse el Scanner 3D debido a las oscilaciones de la superficie libre, lo que distorsionaba las medidas e invalidaba los resultados registrados.

Varios ensayos preliminares, previos a la medición definitiva, sirvieron para acotar las fronteras indicadas anteriormente. Las características específicas de cada ensayo son detalladas en el siguiente Capítulo, correspondiente a la validación experimental del modelo numérico.

## **6. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO CON RESULTADOS EXPERIMENTALES**

En este Capítulo se presenta la validación experimental del modelo numérico propuesto, desarrollada a través de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados, y la comparación con los obtenidos en el modelo numérico. De esta forma es posible extraer distintas conclusiones relativas a los bloques hidrodinámico y morfológico.

Por otro lado, el segundo objetivo de la experimentación es reflejar el interés de la utilización conjunta de la técnica PIV y el Scanner 3D, particularmente en la obtención de perfiles de velocidades y la evolución del fondo. La utilización conjunta de esta instrumentación permite también validar los resultados obtenidos con el Scanner 3D, comparando con las mediciones de PIV en el plano medio, y comprobar de esta forma la potencialidad de esta herramienta en la experimentación con transporte de sedimentos.

Un aspecto importante, y común a toda la campaña de experimentación realizada, es que durante todos los ensayos las condiciones del lecho se mantuvieron en lo que se conoce habitualmente como fondo plano. En ninguno de los ensayos se manifestaron formas de fondo de ningún tipo, lo que podría motivar un cambio de planteamiento en las rugosidades del lecho y otras variables relacionadas.

### **6.1 ENSAYOS EN CANAL DE LABORATORIO CON TRANSPORTE DE FONDO EN RÉGIMEN NO PERMANENTE**

Este primer bloque de ensayos fue desarrollado enteramente en el canal del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. En este canal de longitud igual a 15 metros y sección 0.5x0.5 metros, se colocó la instrumentación correspondiente al PIV y al Scanner 3D. De esta forma se desarrollaron dos experimentos en régimen no permanente, con el objetivo fundamental de validar el modelo numérico propuesto.

Como objetivo paralelo, la introducción en el modelo numérico de las siete fórmulas de transporte sólido ya comentadas, permitió el análisis de los resultados obtenidos con cada una de ellas. Por otro lado, debido a la gran cantidad de información generada por el modelo y la instrumentación, pudieron realizarse ajustes de los perfiles de velocidad y la tensión tangencial, o comprobaciones sobre la evolución del fondo en secciones transversales del canal.

#### **6.1.1 Ensayo con caudal constante**

El primer ensayo fue realizado introduciendo una capa de arena en la parte central del canal de laboratorio, desarrollando las condiciones hidrodinámicas que provocaran la erosión del fondo de dicha capa, hasta alcanzar el equilibrio

en un momento dado. Al igual que en el resto de ensayos realizados en este Capítulo, no se realizaron aportes de caudal sólido adicional en ninguna sección del canal.

Las condiciones del ensayo fueron las siguientes:

Condición de contorno aguas arriba: Caudal = 21.8 litros/segundo (l/s)

Condición de contorno aguas abajo: Calado = 11.5 centímetros

Pendiente: 0.052 %

Diámetro medio de sedimento: 1 milímetro

Intervalo de longitudes de colocación de la capa de arena: 4.5–9 metros, siendo el origen el extremo situado aguas arriba del canal

Espesor de la capa de arena: 4.5 centímetros

Duración del ensayo: 8 horas

La erosión en el lecho se produjo de forma muy lenta, extrayendo material de la zona situada aguas arriba, y siendo transportado por el fondo de forma continua y simétrica en el ancho del canal. Este transporte de fondo hizo avanzar la capa de árido hacia aguas abajo, formando una lengua de sedimento. El ensayo finalizó a las 8 horas, con dicha lengua estabilizada en el punto correspondiente a 12.15 metros, de tal forma que el avance total del material fue de 3.15 metros. El espesor final de la capa quedó en aproximadamente 3 centímetros en toda la longitud de la misma, salvo en una pequeña zona de transición en los extremos inicial y final.

Las mediciones de los perfiles de velocidad fueron realizadas con PIV en la parte central del canal, con el fin de observar las evoluciones producidas en las variables hidrodinámicas y morfológicas debidas al transporte de sedimentos. El campo analizado fue el comprendido entre los puntos correspondientes al intervalo entre 7.63 y 8.23 metros, suficientemente alejados de los extremos inicial y final de la capa de arena.

La técnica PIV también fue utilizada para obtener los perfiles del fondo y su evolución, con el objetivo de comparar los resultados con los aportados por el modelo numérico y el Scanner 3D. Como se comentó en el Capítulo anterior, PIV y Scanner 3D trabajaron conjuntamente durante el ensayo realizando mediciones en las mismas secciones, permitiendo también la comparación en idénticos instantes de tiempo.

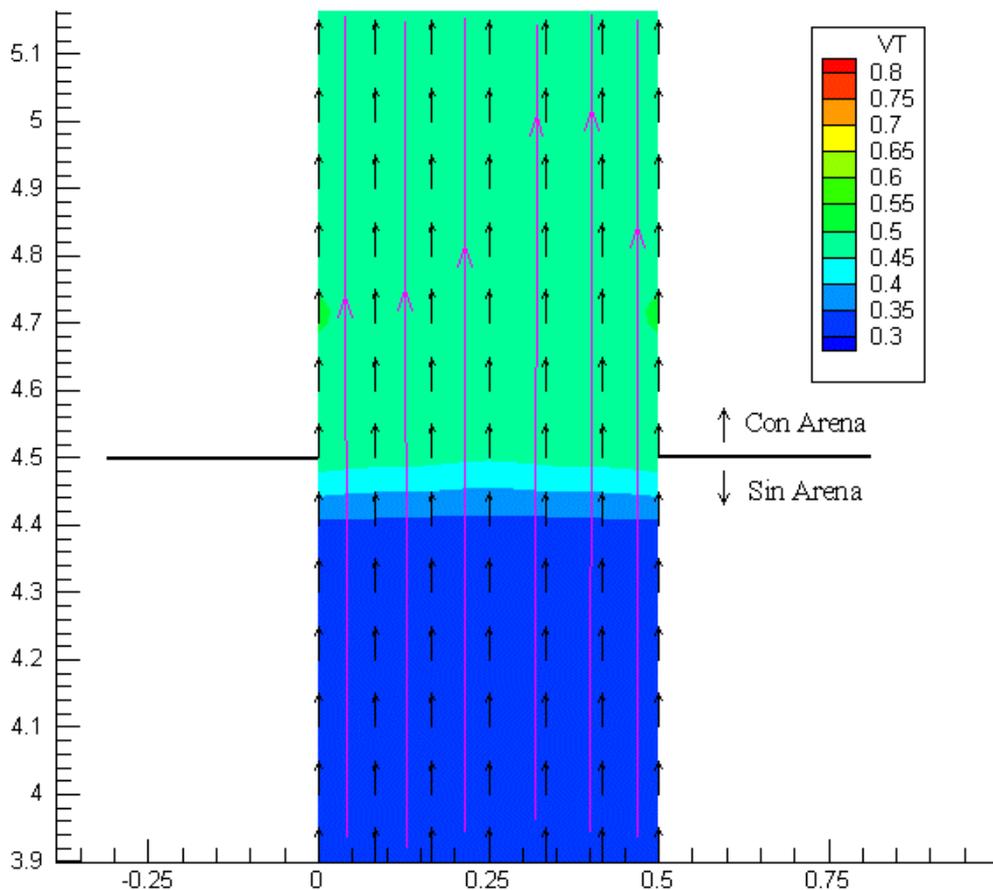
#### 6.1.1.1 Resultados generales del modelo numérico

La malla de volúmenes finitos fue generada a partir de una discretización previa del dominio en 1057 nodos y 1800 triángulos, con una separación de 8.33 centímetros en dirección transversal y 10 centímetros en dirección longitudinal. El intervalo de tiempo utilizado para asegurar la estabilidad y la convergencia de la solución fue obtenido en las sucesivas iteraciones aplicando el método área/perímetro, tal y como fue explicado en el Capítulo 3.

El primer resultado que se presenta corresponde al mapa de las velocidades en planta aportado por el modelo numérico. La figura corresponde a la zona donde comienza la capa de arena introducida, representando la dirección y el módulo

del vector velocidad en el momento en el que se alcanza el estado estacionario, antes de comenzar a calcular el transporte de sedimentos.

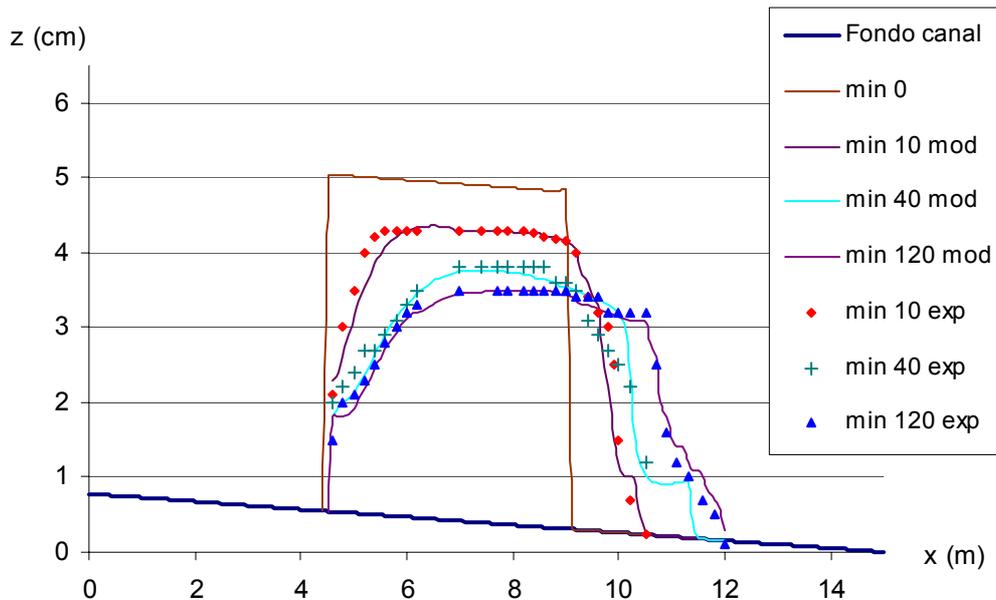
La conclusión más evidente de este primer resultado es la comprobación de que la componente transversal de la velocidad en este ejemplo es nula. También se destaca el hecho del cambio en el módulo de la velocidad que se produce en las cercanías de la capa de arena. En efecto, poco antes de que el agua afronte el escalón situado en el punto 4.5, se nota un incremento notable en el módulo de la velocidad, responsable del transporte de fondo que se comentará más adelante.



*Figura 6.1. Vectores velocidad y líneas de corriente en el canal de ensayos. Longitudes en ambos ejes en metros, módulo de la velocidad en metros/segundo (m/s)*

La segunda gráfica incluida en este apartado muestra distintos perfiles del fondo del canal obtenidos con el modelo numérico en la sección longitudinal media del mismo. El cálculo de los caudales sólidos ha sido realizado en este caso con la fórmula de transporte de fondo de Meyer-Peter&Müller (como se justificará más adelante), utilizando un valor de la porosidad igual a 0.4 en todas las ejecuciones. Aunque la comparación con los resultados experimentales con PIV y Scanner 3D se incluye en posteriores apartados, puede comprobarse aquí la evolución real del lecho de arena en diferentes instantes de tiempo.

En la entrada de datos del modelo numérico se definen los nodos cubiertos de material y susceptibles por tanto de experimentar erosión, y los que se encuentran sobre fondo rígido. Durante la ejecución, el modelo permite activar nodos que de forma previa no tienen sedimento movilizable, y que a lo largo del cálculo reciben un determinado espesor de árido. Este extremo puede comprobarse en la gráfica adjunta correspondiente a este ejemplo, en la que sólo en la parte central se definió un lecho de material, pero cuyo dominio fue ampliado hacia aguas abajo debido al transporte de sedimentos en el canal.



*Figura 6.2. Perfil longitudinal de la evolución del fondo calculado (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y medido*

Los resultados experimentales indicados en esta gráfica fueron obtenidos mediante métodos convencionales a lo largo de todo el canal, mientras que la experimentación con PIV y Scanner 3D fue realizada entre las secciones 7.63 y 8.23.

En la figura puede apreciarse claramente cómo el sedimento ubicado aguas arriba es lentamente erosionado y transportado por el fondo. En la parte final de la capa de árido se produce un aumento del calado y una disminución de la velocidad, que provoca la deposición del sedimento arrastrado. Este proceso continúa hasta que las condiciones de erosión y sedimentación desaparecen en todos los puntos del dominio.

### 6.1.1.2 Resultados generales de la experimentación

#### 6.1.1.2.1 Campo de velocidades

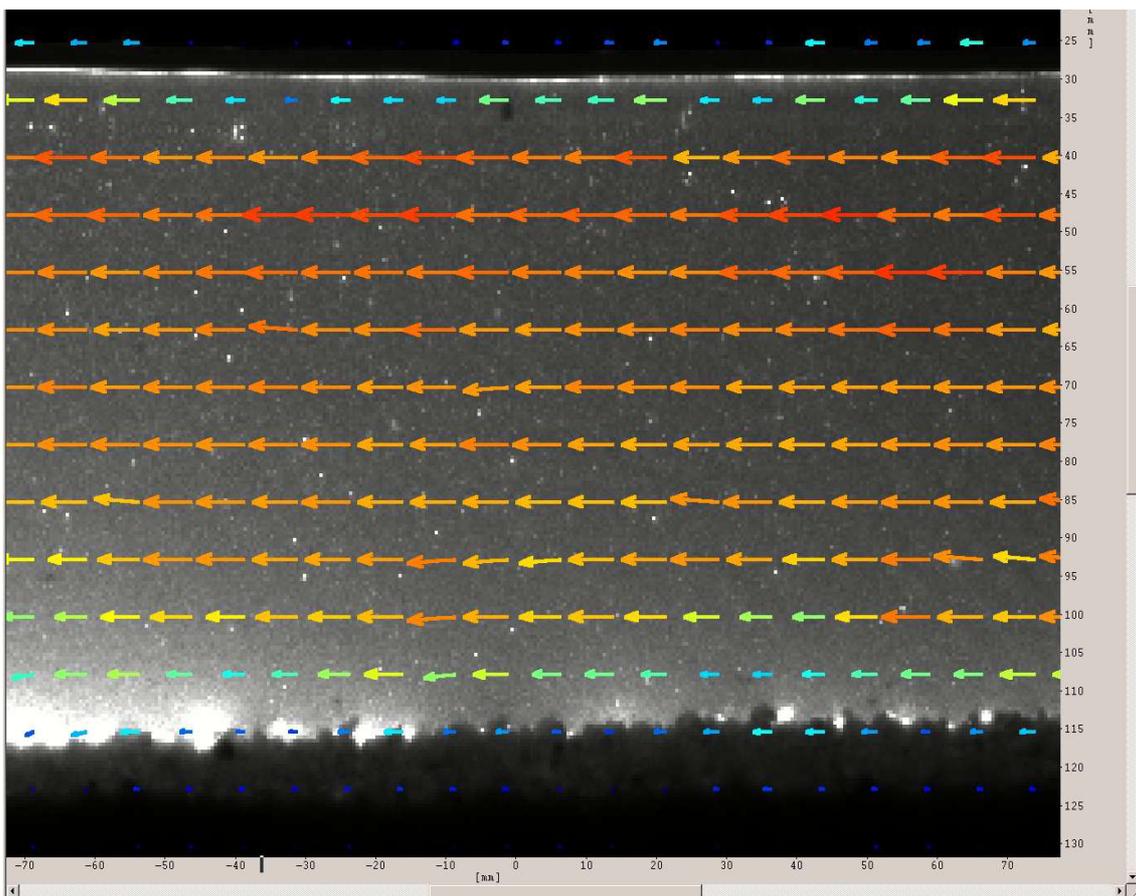
Las siguientes figuras reflejan los resultados experimentales obtenidos con la instrumentación en este ensayo. Estos resultados corresponden a la zona central del canal del Laboratorio, donde fue ubicada dicha instrumentación para

realizar las mediciones. La razón de centrar el estudio en esta parte es lógicamente debido a la presencia de la capa de sedimento, permitiendo analizar en ella las evoluciones hidrodinámicas y morfológicas producidas por el transporte de sedimentos.

La primera de las gráficas es una fotografía ampliada de la pantalla del programa que realiza los cálculos y el post-proceso con la técnica PIV. El campo de velocidad representado permite comprobar la correcta utilización del equipo, obteniendo los perfiles de velocidad esperados en cada punto.

Destacamos el hecho de que las velocidades son sensiblemente menores en la zona cercana al fondo, y la pérdida de precisión de la instrumentación en las cercanías de la superficie libre.

También se hace hincapié en la claridad con la que se obtiene el perfil del lecho de arena distinguiendo incluso los granos de sedimento, y permitiendo registrar la evolución temporal en el plano analizado. De esta forma, cabe comparar los resultados registrados con los aportados por el Scanner 3D.

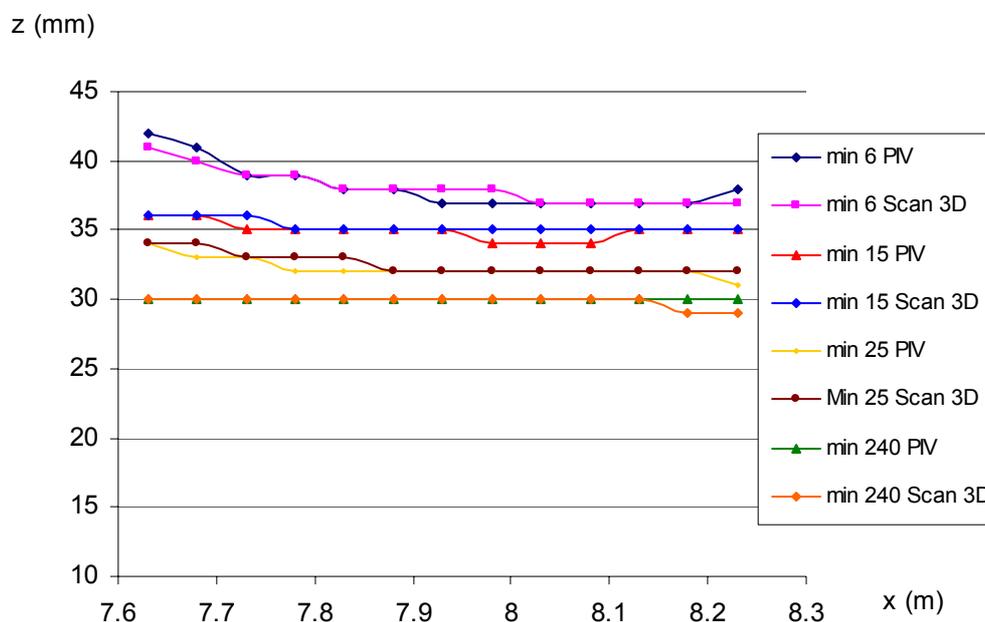


*Figura 6.3. Pantalla del software reflejando el campo de velocidades obtenido con PIV*

### 6.1.1.2.2 Comparación de perfiles del fondo con PIV y Scanner 3D

En la figura siguiente se han representado los resultados del perfil del fondo obtenidos experimentalmente con PIV y Scanner 3D, en distintos instantes de tiempo y en el mismo plano de trabajo (sección media del canal). Las elevaciones del fondo de todas las figuras indicadas en este Capítulo corresponden a las cotas efectivas del lecho, contabilizadas utilizando como referencia el fondo del canal.

La última serie de datos corresponde al minuto 240, a partir del cual las diferencias respecto a los instantes precedentes resultaron nulas. La razón de continuar durante varias horas más el ensayo fue la de comprobar que el perfil de equilibrio había sido alcanzado, dejando de registrar variaciones de interés en las variables hidrodinámicas y morfológicas.



*Figura 6.4. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV y Scanner 3D. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas*

La conclusión más importante del resultado anterior es la escasa diferencia que existe en la obtención del perfil de fondo con una u otra instrumentación. En el Capítulo 5 se mostró mediante ensayos previos la posibilidad de aplicar el Scanner 3D en la restitución de la superficie del lecho analizando el efecto de la refracción, y en esta figura se comprueba que la utilización de esta herramienta con esa corrección permite obtener resultados con un alto grado de precisión.

La utilización conjunta de la técnica PIV y el Scanner 3D proporciona de esta forma una gran cantidad de información en tiempo real y en régimen no permanente, permitiendo analizar los resultados sobre las evoluciones de los

campos de velocidad y el transporte de sedimentos. El uso del Scanner 3D fuera del plano medio ofrece información complementaria al PIV.

### 6.1.1.3 Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación

El objetivo de este apartado es realizar una comparación entre los resultados hidrodinámicos obtenidos con la ejecución del modelo numérico y la instrumentación, y realizar un análisis sobre las tensiones tangenciales y la velocidad de corte en una sección determinada.

#### 6.1.1.3.1 Comparación del campo de velocidades

Los primeros resultados que se presentan siguen el esquema de ejecución del modelo numérico, reflejando los valores de las variables hidrodinámicas y fundamentalmente de las velocidades obtenidas en la parte central del canal de ensayos. Como ya se ha comentado, todas las comparaciones llevadas a cabo entre resultados del modelo numérico e instrumentación hacen referencia a esta zona, en la que se realizaron las mediciones tanto con PIV como con el Scanner 3D.

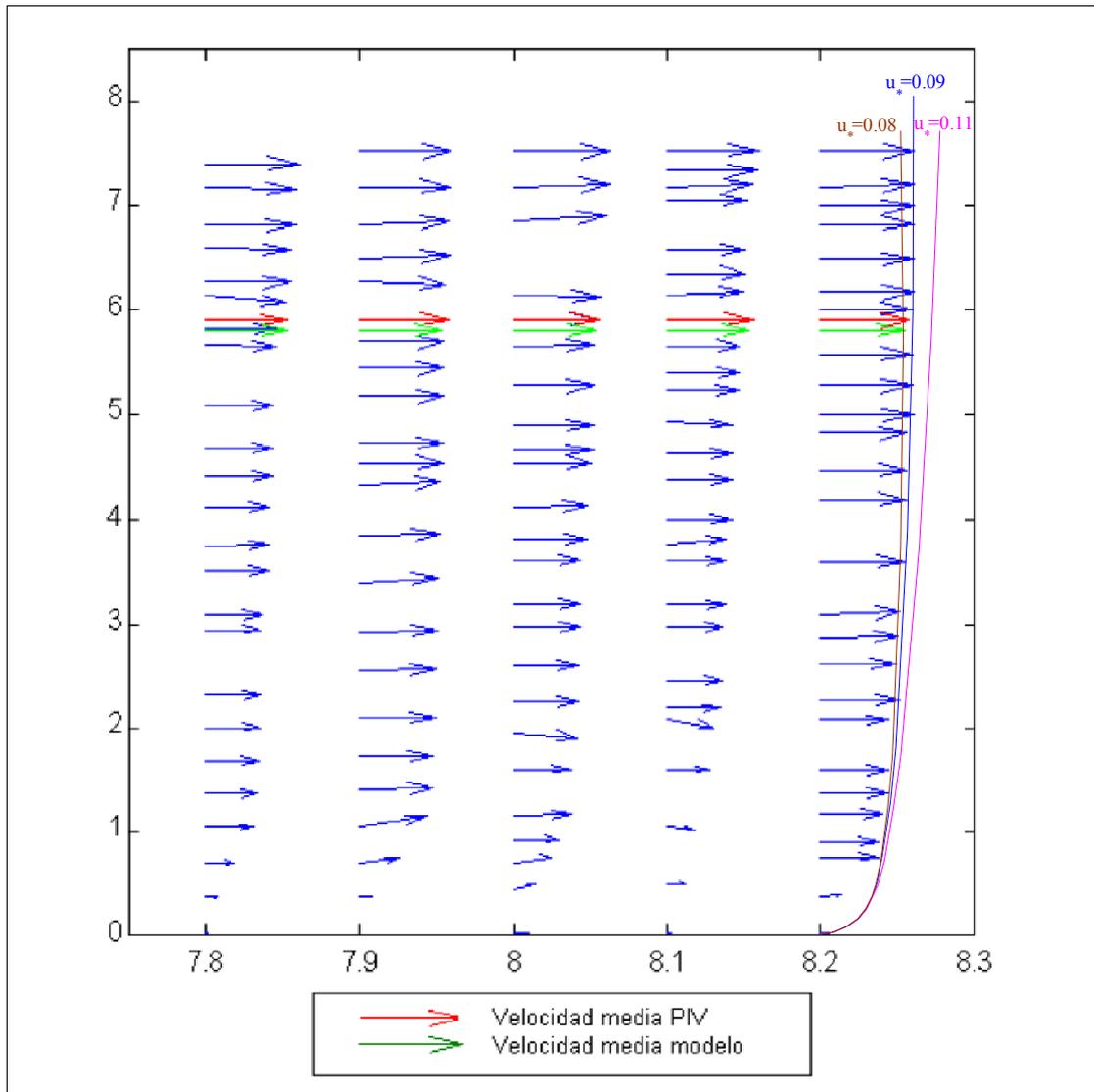
La siguiente tabla y el gráfico adjunto constituyen la primera comparación realizada entre las velocidades obtenidas. Aunque el número de puntos en los que se registraron experimentalmente los perfiles de velocidades fue mayor al aquí indicado, sólo se han representado estos perfiles en los puntos correspondientes a los nodos de los volúmenes finitos en los que también se obtuvo la solución con el modelo numérico.

Distancia al borde aguas arriba del canal	Velocidad media PIV (m/s)	Velocidad media modelo (m/s)
8.2	0.567	0.553
8.1	0.544	0.536
8.0	0.550	0.535
7.9	0.543	0.534
7.8	0.527	0.530

*Tabla 6.1. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 10 minutos*

En la gráfica adjunta, y en todas las figuras similares a ésta incluidas en el Capítulo, el origen del eje de ordenadas se corresponde con la cota del lecho de arena existente en cada sección.

La velocidad obtenida con el modelo numérico ha sido representada junto con la calculada como promedio en la parte experimental, mientras que los perfiles dibujados para distintos valores de la velocidad de corte en la sección transversal 8.2 serán comentados y analizados en el apartado 6.1.1.3.2.



*Figura 6.5. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. Distancia al borde aguas arriba en metros (abcisas) y calados en centímetros (ordenadas). Tiempo  $T= 10$  minutos*

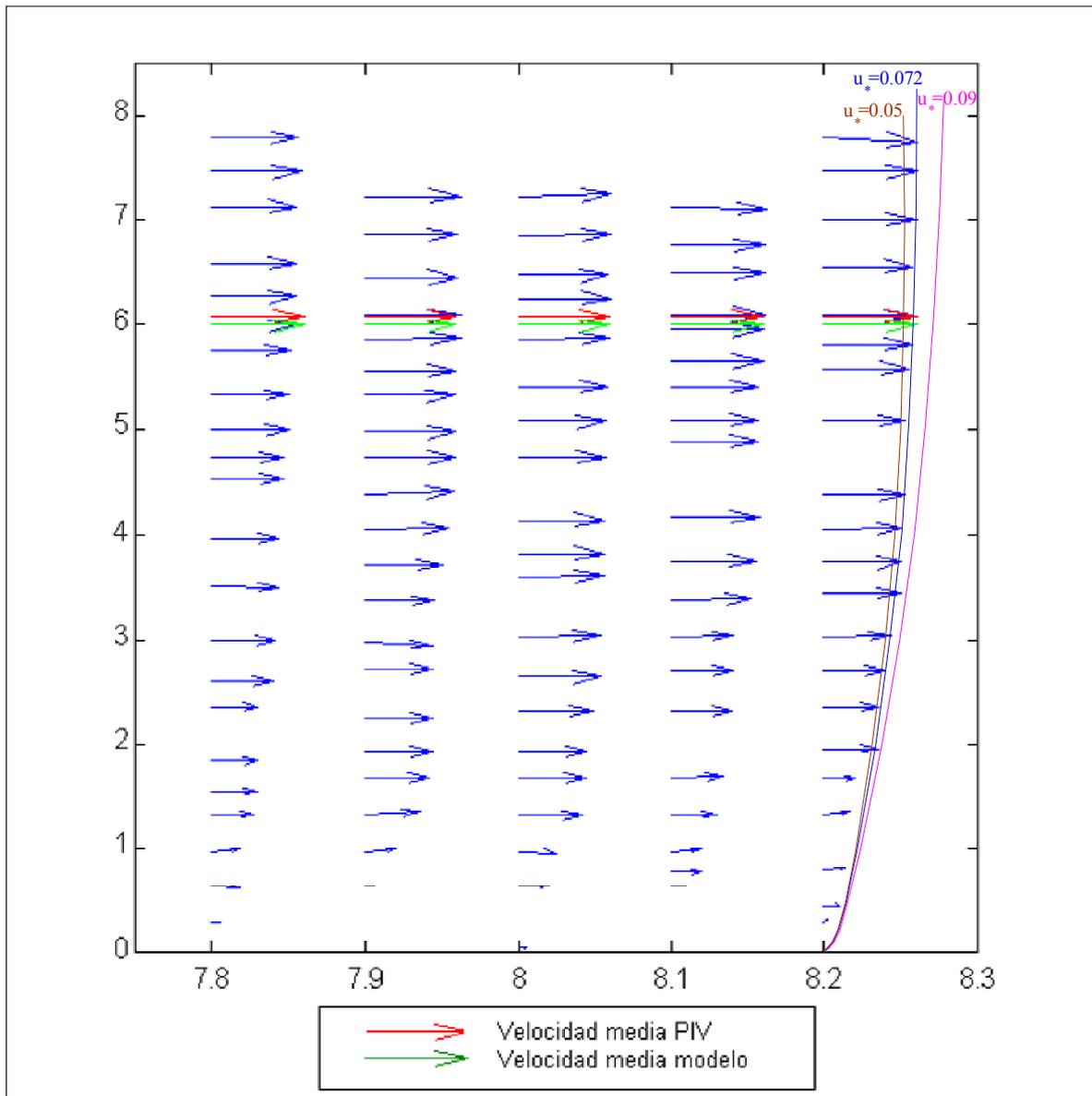
Los resultados anteriores vuelven a demostrar el correcto comportamiento del modelo numérico en los cálculos hidrodinámicos. Así como en el Capítulo 4 se desarrolló una validación numérica con ejemplos ampliamente conocidos, en este caso la validación es realizada a través de un ensayo experimental llevado a cabo con dicho objetivo.

Aunque existe una cierta variación en el módulo del vector velocidad, esta diferencia es considerada aceptable y adecuada para utilizar los resultados hidráulicos en el análisis del transporte de sedimentos.

Como fue comentado anteriormente, durante la realización del ensayo se fue produciendo un determinado arrastre de material de forma continua hacia aguas abajo. La consecuencia más directa de esta socavación es un aumento

del calado y, por lo tanto, una disminución de la velocidad acorde con este proceso.

Un resultado esperado pero importante a la vez, y que se refleja en la tabla y gráfica siguientes, es la disminución comentada en la evolución del campo de velocidades, reflejando los valores obtenidos en un instante de tiempo posterior a los aportados en primer lugar.



*Figura 6.6. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. Distancia al borde aguas arriba en metros (abscisas) y calados en centímetros (ordenadas). Tiempo  $T= 60$  minutos*

Distancia al borde aguas arriba del canal	Velocidad media PIV (m/s)	Velocidad media modelo (m/s)
8.2	0.505	0.510
8.1	0.512	0.509
8.0	0.518	0.504
7.9	0.495	0.501
7.8	0.502	0.501

*Tabla 6.2. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 60 minutos*

La conclusión más importante es que los resultados con PIV y modelo numérico vuelven a ser prácticamente coincidentes, demostrando la capacidad del modelo para registrar la evolución del campo de velocidades durante el ensayo.

#### 6.1.1.3.2 Tensión tangencial

Los ficheros obtenidos a partir de las mediciones con PIV contienen resultados de las dos componentes de la velocidad y el punto en el que han sido registradas. Centrando el estudio en una sección determinada del canal, es posible obtener la evolución temporal del perfil de velocidades correspondiente a esta sección.

De esta forma, dos variables fundamentales como la velocidad de corte o la tensión tangencial pueden determinarse experimentalmente a partir de los datos registrados con PIV. En régimen turbulento rugoso, la velocidad de corte está relacionada con las velocidades de una sección a través de la siguiente fórmula (Chow, 1959):

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left( \frac{30 \cdot z}{k_s} \right)$$

siendo:

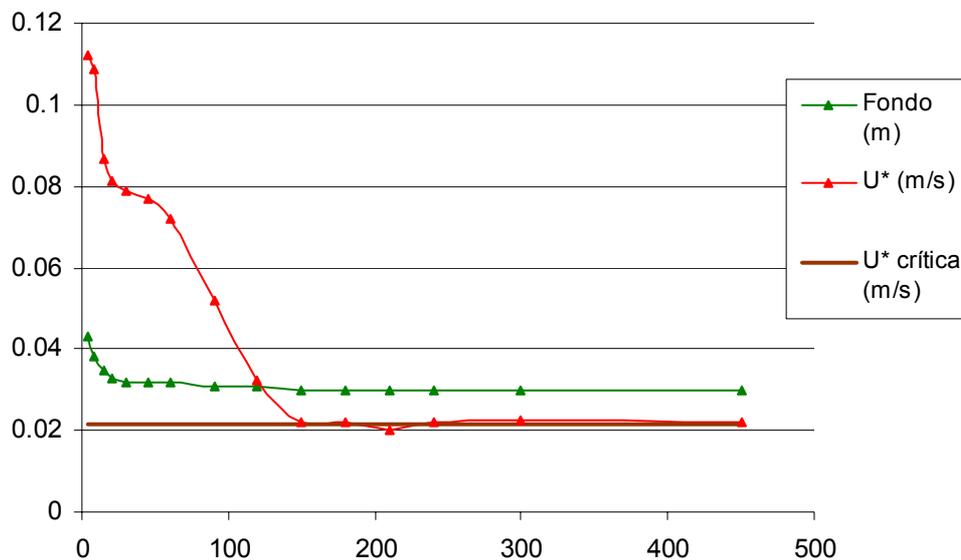
- $u(z)$ : velocidad en la sección a una altura  $z$
- $u^*$ : velocidad de corte
- $\kappa$ : constante de Von Karman, igual a 0.4
- $k_s$ : rugosidad superficial de sedimento

Realizando una regresión por mínimos cuadrados con los datos experimentales, puede calcularse el valor de la velocidad de corte en cada sección y en el intervalo de tiempo deseados. En las figuras 5.5 y 5.6 se realizó este análisis en la sección transversal 8.2, iterando con distintos valores de dicha velocidad de corte, y realizando la regresión mencionada para calcular finalmente esta variable. Los valores óptimos obtenidos corresponden a 0.09 m/s y 0.072 m/s en los minutos 10 y 60, respectivamente. Puede comprobarse el descenso en la velocidad de corte entre ambos instantes como consecuencia

de la erosión del fondo, que produce de esta forma aumentos del calado y disminución de las velocidades como ha quedado indicado.

Por otro lado, el análisis temporal de la velocidad de corte está directamente relacionado con el relativo a las tensiones tangenciales de fondo. La comparación de estos parámetros con la velocidad de corte crítica o la tensión tangencial crítica, permite conocer el grado de erosión del material existente y la evolución hacia un posible perfil de equilibrio del fondo.

En la gráfica siguiente se han representado las evoluciones temporales de velocidad de corte y elevaciones del lecho de arena medidos con PIV. También se ha dibujado la velocidad de corte crítica, calculada a través de la expresión de Shields de comienzo del movimiento correspondiente a la arena gruesa de 1 milímetro de diámetro. Los valores de la tensión tangencial crítica adimensional y la velocidad de corte crítica son 0.029 y 0.0216 m/s, respectivamente (Julien, 1995).



*Figura 6.7. Evolución temporal de la velocidad de corte y el fondo del canal registrado con PIV. Tiempo en abcisas. Sección 8.2*

La gráfica anterior permite analizar la evolución del transporte de sedimentos a través de las mediciones del campo de velocidades. De esta forma, comprobamos que en la primera parte del ensayo se produce una movilización importante de material, con valores de las velocidades de corte superiores a su valor límite representativo del comienzo del movimiento.

En torno al minuto 40, el fondo tiende a estabilizarse alrededor de una elevación determinada, lo que también es registrado en la tendencia de las velocidades de corte. Sin embargo, sigue produciéndose una movilización de material que disminuye notablemente en los siguientes intervalos de tiempo, hasta estabilizarse en torno al minuto 240.

En ese instante, las velocidades de corte obtenidas son aproximadamente iguales a la velocidad de corte crítica, lo que implica que han desaparecido las condiciones que provocan el transporte de sedimentos, obteniéndose de esta forma el perfil de equilibrio del ensayo realizado.

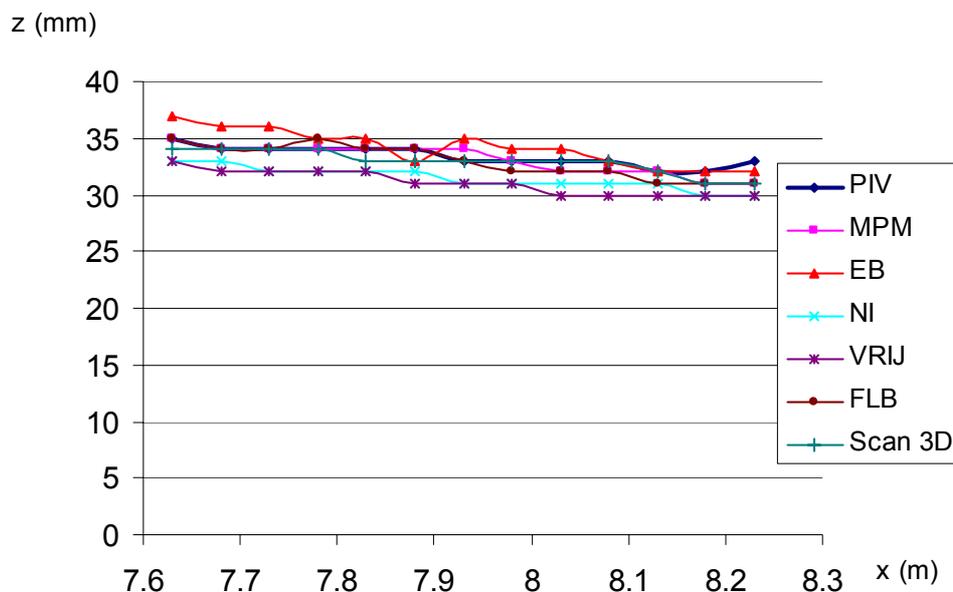
#### 6.1.1.4 Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación

En este apartado se presentan las comparaciones realizadas entre modelo numérico, PIV y Scanner 3D, fundamentalmente en lo referente a variaciones de fondo y fórmulas de transporte sólido.

De esta forma, la primera gráfica que se presenta refleja el perfil longitudinal del fondo obtenido en la zona central y en la sección media del canal de laboratorio, en el instante correspondiente al minuto 20. En ella se muestran los resultados obtenidos con la instrumentación utilizada, y con cada una de las fórmulas de transporte de fondo integradas en el modelo numérico.

En la leyenda de la figura se hace referencia a las abreviaturas de dichas fórmulas de la siguiente forma:

- MPM: Fórmula de transporte de fondo de Meyer-Peter&Müller
- EB: Fórmula de transporte de fondo de Einstein&Brown
- NI: Fórmula de transporte de fondo de Nielsen
- VRIJ: Fórmula de transporte de fondo de Van Rijn
- FLB: Fórmula de transporte de fondo de Fernández-Luque&Van Beek



*Figura 6.8. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas. T= 20 minutos*

En la tabla siguiente se refleja el error cuadrático medio obtenido con modelo numérico y Scanner 3D respecto a las mediciones realizadas con PIV, y calculado con la siguiente fórmula:

$$\sigma_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sum_i (x_i - x_{iPIV})^2}{n \cdot (n-1)}}$$

siendo:

- n: número de medidas (número de secciones transversales)

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.226
Fórmula de Einstein&Brown	0.376
Fórmula de Nielsen	0.572
Fórmula de Van Rijn	0.679
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.253
Scanner 3D	0.226

*Tabla 6.3. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV*

La primera valoración del resultado anterior, que se repite de forma parecida en toda la validación experimental del modelo numérico, es que todas las fórmulas representan de forma aceptable el fondo de arena medido con la instrumentación. Por lo tanto, la primera conclusión importante que extraemos es que los resultados reflejan el comportamiento correcto del modelo en los cálculos que involucran el transporte de sedimentos, concretamente en lo referente al transporte de fondo de un lecho granular.

Respecto al análisis de las fórmulas utilizadas, ya se ha hecho referencia de forma continua a que todas estas relaciones suelen tener variaciones significativas en los resultados obtenidos. En nuestro caso se aprecian ciertas desviaciones respecto a la experimentación, pero en todos los casos el resultado permite validar estas fórmulas y su adecuación al ensayo realizado.

Por otro lado, y como quedó reflejado en el Capítulo 2 relativo a las ecuaciones fundamentales, las expresiones de transporte de fondo incluidas en el modelo cumplen en todos los experimentos realizados los rangos de aplicación propuestos por sus autores.

La gráfica y tabla siguientes representan las variaciones del fondo en otro instante de tiempo, correspondiente al minuto 120 y posterior al indicado en primer lugar. Al igual que en el apartado anterior, también en la comparación de los resultados morfológicos se incluye una gráfica con el objetivo de reflejar la evolución del lecho de arena.

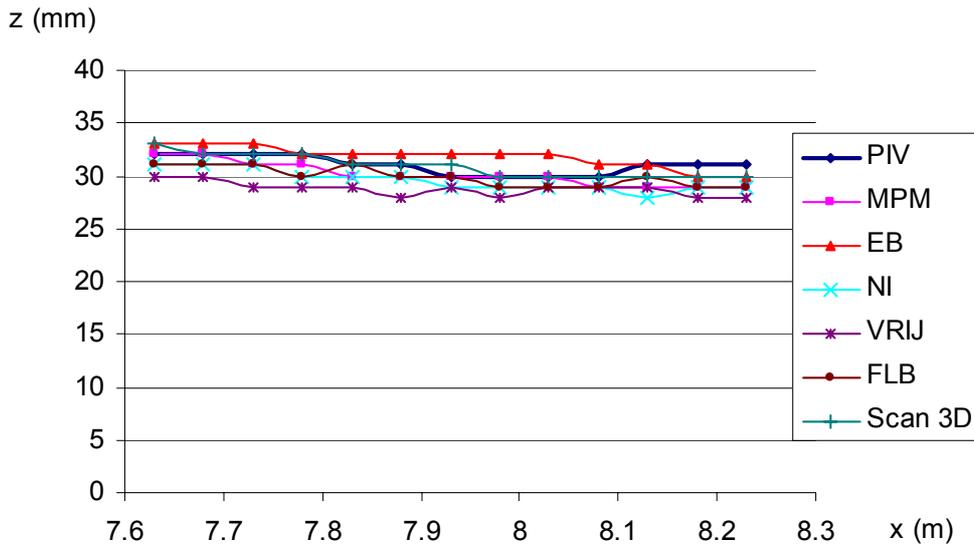


Figura 6.9. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas.  $T= 120$  minutos

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.330
Fórmula de Einstein&Brown	0.358
Fórmula de Nielsen	0.439
Fórmula de Van Rijn	0.660
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.358
Scanner 3D	0.179

Tabla 6.4. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV

Las dos gráficas y tablas anteriores permiten extraer más conclusiones sobre los resultados obtenidos. En primer lugar, podemos comprobar que la fórmula de Meyer-Peter&Müller es la que mejor se aproxima a los resultados obtenidos con la instrumentación. Este resultado viene a corroborar la universalidad de esta fórmula de transporte de fondo dentro de los rangos de aplicación establecidos. Aunque ya existen numerosos estudios y análisis con trabajo de campo y laboratorio que avalan su aplicación, la realización de este ensayo experimental y la gran similitud con el modelo numérico aportan más información en este sentido.

Respecto a los resultados obtenidos con el resto de fórmulas de transporte de fondo, las variaciones son relativamente pequeñas en relación a los registrados experimentalmente. La fórmula de Van Rijn es la que aporta valores del caudal sólido más altos, lo que se traduce en una erosión mayor en todo el dominio, seguida en esta escala por la fórmula de Nielsen. Este resultado, como veremos en posteriores apartados, se repite con frecuencia en prácticamente todas las ejecuciones realizadas con el modelo numérico.

La fórmula de Fernández-Luque&Van Beek proporciona también valores de la elevación del fondo muy próximos a los obtenidos en la experimentación con ambos instrumentos de medida, aunque con elevaciones del fondo algo mayores que con la fórmula de Meyer-Peter&Müller. Por último, la fórmula de Einstein&Brown es la que produce menor erosión en la capa de arena colocada en la zona central del canal de ensayos. Sin embargo, incluso en este caso en el que las diferencias son mayores, tanto los valores obtenidos como la tendencia en el perfil longitudinal del fondo permiten validar la utilización de esta fórmula en el modelo numérico propuesto.

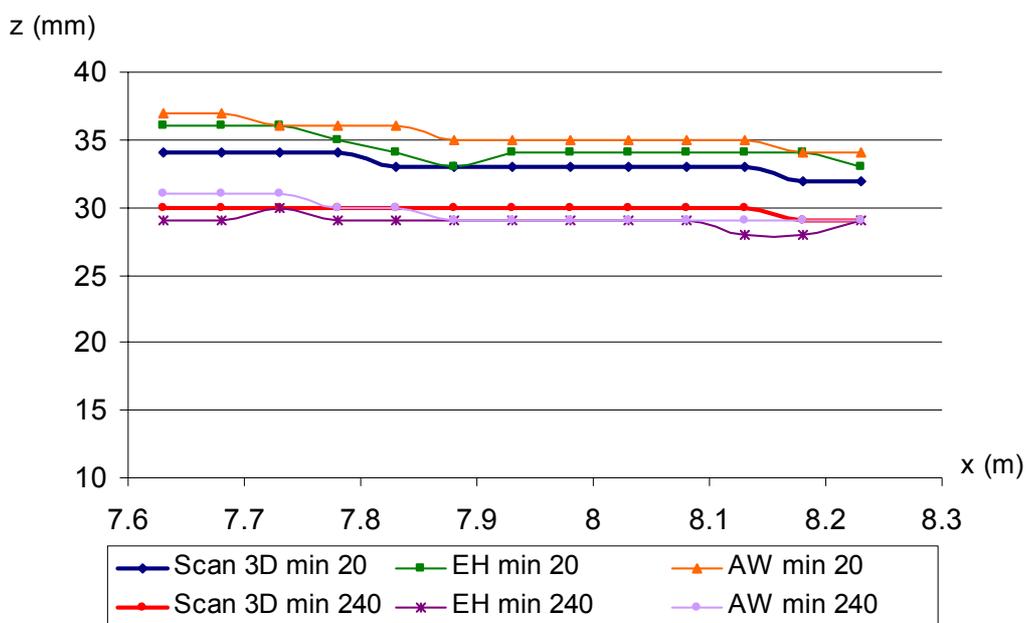
En las siguientes tabla y gráfica se repiten los resultados experimentales obtenidos en los minutos 20 y 240, aportando en este caso los cálculos realizados con el modelo numérico utilizando las fórmulas de transporte total. Sólo se han incluido los valores registrados con el Scanner 3D, prácticamente coincidentes con los obtenidos con PIV, para permitir una comparación mejor con el modelo numérico. En este caso, las siglas de la leyenda hacen referencia a las siguientes fórmulas.

EH: Fórmula de transporte total de Engelund&Hansen

AW: Fórmula de transporte total de Ackers&White

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Engelund Hansen minuto 20	0.392
Fórmula de Ackers&White minuto 20	0.655
Fórmula de Engelund Hansen minuto 240	0.300
Fórmula de Ackers&White minuto 240	0.340

*Tabla 6.5. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con Scanner 3D*



*Figura 6.10. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas*

Antes de comenzar con el análisis de resultados, es importante reflejar una vez más que en ningún punto del dominio se produjo transporte en suspensión, tanto en este ensayo como en los analizados en posteriores apartados. Como ya se comentó, el diámetro de sedimento utilizado y los caudales circulantes no permitieron en ningún momento que las partículas de arena fueran transportadas en suspensión o por saltación. Un aumento del caudal imposibilitaba la utilización del Scanner 3D, y en cualquier caso se requeriría otro tipo de ensayo para que el sedimento entrara en suspensión, quedando fuera de los objetivos de esta Tesis Doctoral.

Sin embargo, se decidió implementar en el modelo numérico dos de las fórmulas más conocidas y utilizadas del transporte total, con el objetivo de conocer su aplicación en los casos analizados. Como conclusión más general podríamos decir que los resultados son aceptables y que las diferencias respecto a los resultados experimentales no son importantes. La elevación del fondo es mayor que en los casos anteriores, producto de obtener caudales sólidos menores.

Este resultado puede estar motivado por el hecho de que estas fórmulas están propuestas fundamentalmente para aplicaciones en las que coexisten el transporte de fondo y en suspensión. En nuestro caso, el único transporte existente es el de las partículas arrastradas por el lecho, y probablemente por ello los resultados del modelo numérico aportan valores más altos del fondo que registrados experimentalmente.

Esta conclusión es más evidente en la relación propuesta por Ackers&White, mientras que con la expresión de Engelund&Hansen los resultados obtenidos con el modelo numérico se aproximan más a los reflejados con la instrumentación. Un aspecto común a ambas fórmulas es que las diferencias entre resultados de modelo y experimentación son menores en el minuto 240. Una primera valoración invita a pensar que estas fórmulas ajustan mejor los resultados experimentales a medida que se avanza hacia la situación final de equilibrio.

Otra consideración que es importante reflejar es que la aplicación de la fórmula de Engelund&Hansen no cumple los intervalos recomendados por su autor de forma exacta. Sin embargo, dado que la diferencia entre el diámetro máximo y el existente es muy pequeña (0.93 milímetros y 1 milímetro, respectivamente), y que la fórmula es ampliamente utilizada y representa de forma aceptable el perfil del fondo, se justifica su integración en el modelo numérico.

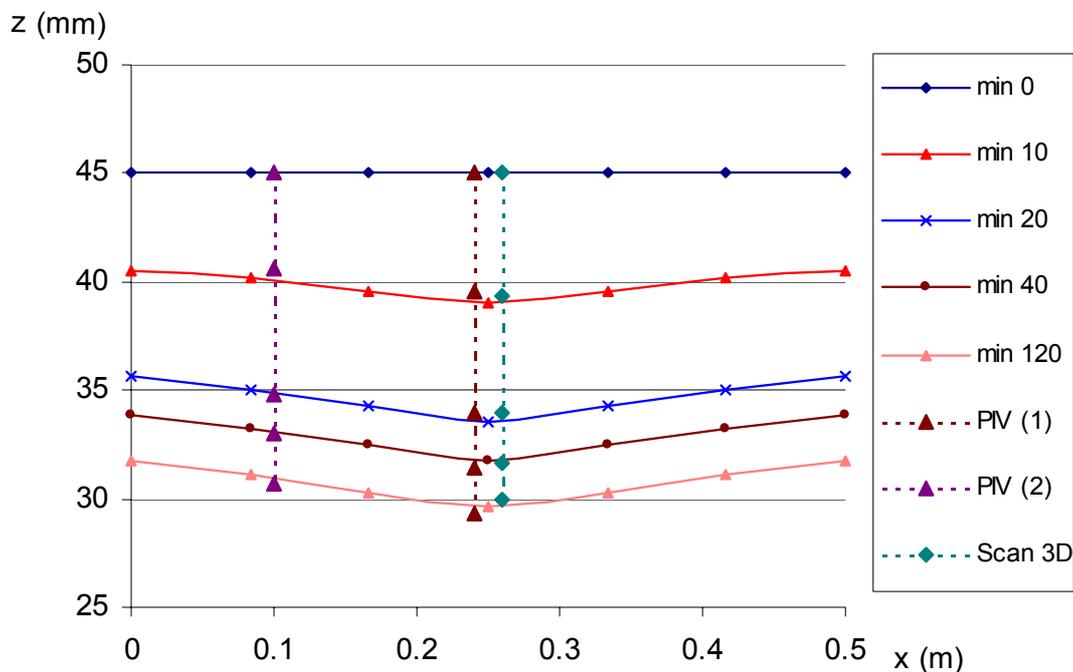
Un aspecto importante a resaltar en este punto es que los resultados y las conclusiones recién expuestas, en especial las que hacen referencia a las fórmulas de transporte sólido, se repiten de forma parecida en todos los ensayos incluidos en este Capítulo. Las diferencias que existen en algunos casos se detallarán en cada ensayo de forma precisa.

Otros resultados de este apartado corresponden a la evolución del lecho de arena en una sección transversal del canal. Un aspecto fundamental para la validación del modelo numérico es la representación correcta de la erosión

creciente que se produce en la parte central del canal, respecto a la existente en los extremos.

Como puede apreciarse en la gráfica siguiente, en la que se ha utilizado la fórmula de Meyer-Peter&Müller, este fenómeno comienza a aparecer ya en los primeros episodios del transporte de fondo. Se han incluido los resultados obtenidos con Scanner 3D y con dos ensayos realizados con PIV, el ya presentado referente a la sección media, y otro situando el plano de medición a 10 centímetros del borde del canal.

Con esta figura queda plasmado el buen funcionamiento del modelo numérico también en este análisis de las secciones transversales, reflejando el comportamiento bidimensional existente en el canal de ensayos en este experimento.



*Figura 6.11. Elevación del fondo en la sección transversal del canal situada a 8.2 metros desde aguas arriba*

En la última gráfica se ha reflejado la evolución temporal del perfil del fondo en una sección determinada de la capa de arena, obtenida con el modelo numérico (utilizando la fórmula de Meyer-Peter&Müller) y las mediciones con PIV y Scanner 3D.

Aunque existe un intervalo de tiempo en el que los resultados del modelo numérico presentan ciertas variaciones respecto a las medidas experimentales, queda plasmado de nuevo el buen comportamiento del modelo numérico.

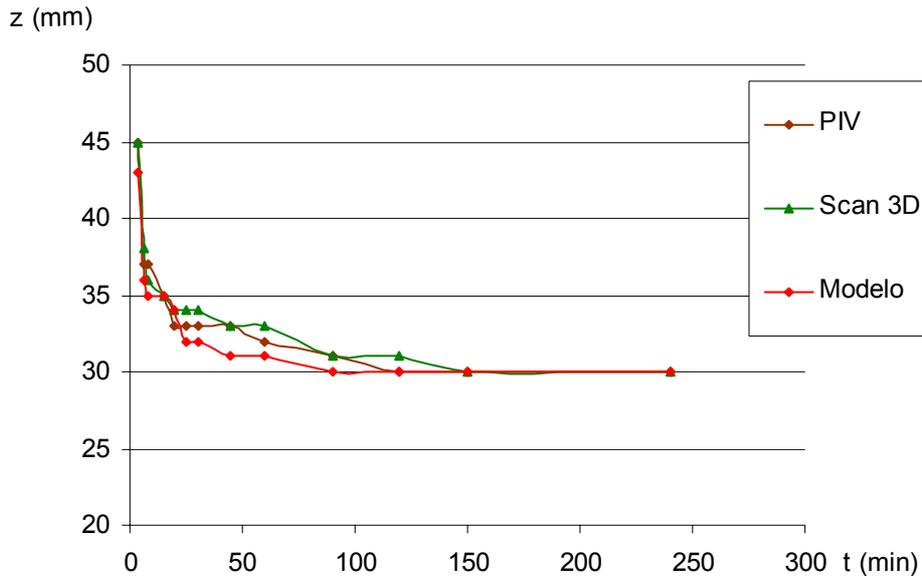


Figura 6.12. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y la experimentación. Sección 7.9

### 6.1.2 Ensayo con caudal variable

El segundo ensayo incluido en este primer bloque de la experimentación fue realizado con el objetivo de reflejar el correcto funcionamiento del modelo numérico en régimen no permanente con caudal variable.

Al igual que en el ensayo anterior, una capa de arena fue colocada en la parte central del canal de laboratorio, haciendo circular inicialmente un caudal de 10.4 l/s, y provocando un determinado transporte de fondo. Pasada la primera media hora de ensayo, el caudal fue incrementado hasta un valor de 19.5 l/s, hecho que se repitió en el minuto 60 aumentando de nuevo hasta alcanzar 29.6 l/s. En este segundo experimento no se buscó alcanzar el equilibrio en el dominio analizado, sino reflejar el funcionamiento en estas circunstancias, por lo que el experimento fue detenido artificialmente en el minuto 75.

Las condiciones de este ensayo fueron las siguientes:

Condición de contorno aguas arriba: Caudal en los primeros 30 minutos = 10.4 l/s. Caudal en los siguientes 30 minutos = 19.5 l/s. Caudal en los últimos 15 minutos = 29.6 l/s.

Condición de contorno aguas abajo: Calado = 3.4 centímetros (10.4 l/s), 5.1 centímetros (19.5 l/s) y 9 centímetros (29.6 l/s). En todos los casos se indica el valor obtenido de forma natural con cada caudal.

Pendiente: 0.055 %

Diámetro medio de sedimento: 1 milímetro

Intervalo de longitudes de colocación de la capa de arena: 4.5–8.5 metros, siendo el origen el extremo situado aguas arriba del canal

Espesor de la capa de arena: 5 centímetros

Duración del ensayo: 75 minutos (detenido artificialmente)

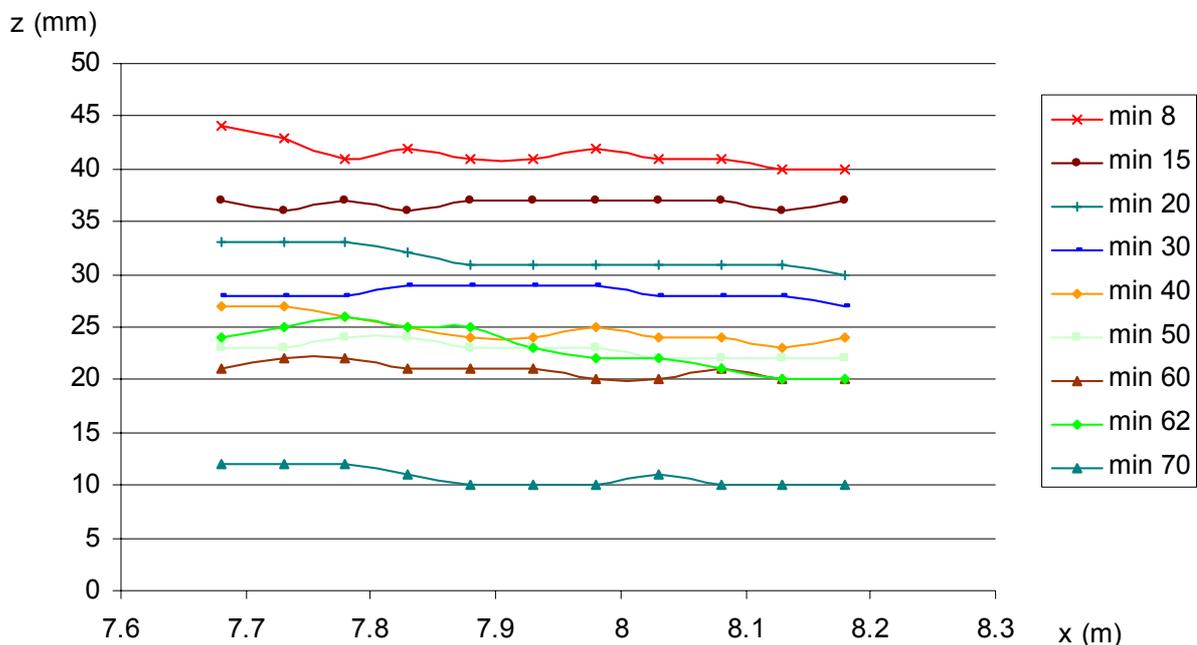
Las mediciones en este ensayo fueron realizadas únicamente con PIV, ya que las variaciones de la superficie libre y la presencia de calados más altos con el tercer escalón de caudal imposibilitaron la utilización del Scanner 3D, según se comprobó en los análisis previos.

Un aspecto importante relativo a la implementación de este ensayo en el modelo numérico era comprobar que los resultados de experimento y ejecución del modelo coincidieran en cada instante. En los 5 minutos posteriores a la introducción de las nuevas condiciones de contorno, se realizaron interacciones continuas entre el bloque hidrodinámico y el bloque morfológico, con el objetivo de reflejar la adecuación a dichas condiciones. La malla de volúmenes finitos y la obtención del intervalo de tiempo coinciden con los utilizados para el ensayo anterior.

Los resultados que se aportan en las siguientes gráficas y tablas muestran que el modelo numérico refleja de forma precisa el comportamiento en régimen no permanente medido con la instrumentación.

### 6.1.2.1 Resultados generales de la experimentación

La gráfica siguiente representa la evolución del fondo en la sección media de la zona central del canal, donde fue colocada la capa de arena, registrada únicamente con el PIV.



*Figura 6.13. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV. Distancia al borde aguas arriba del canal en abscisas frente a elevación del fondo en ordenadas*

En la figura puede comprobarse que en los primeros instantes del ensayo se produce una alta movilización del sedimento existente, fenómeno que se atenúa a partir del minuto 20. Con la introducción del segundo caudal podemos hablar de un intervalo de adecuación a las nuevas condiciones, de forma tal que en torno al minuto 40 la elevación del fondo no varía de forma significativa. Entre los minutos 40 y 60 continua la erosión del material, aunque el hecho de que la diferencia entre los dos primeros caudales no sea muy alta, provoca que esta variación no sea realmente intensa.

Con la introducción del tercer caudal, notablemente superior al segundo, el transporte sólido aumenta de forma importante hasta la finalización del ensayo. En este punto encontramos un fenómeno curioso en los primeros momentos de circulación del caudal más alto. Como puede comprobarse en la gráfica, puede sorprender el hecho de que el perfil correspondiente al minuto 62 esté situado por encima del registrado en el minuto 60. Durante esos 2 minutos se está produciendo un arrastre importante de material que temporalmente aumenta la cota del fondo en la zona de medición.

Sin embargo, en el siguiente perfil se comprueba que la capacidad de erosión ha aumentado mucho, ya que en sólo 8 minutos disminuye de forma intensa el perfil del lecho hasta el momento de la finalización del ensayo.

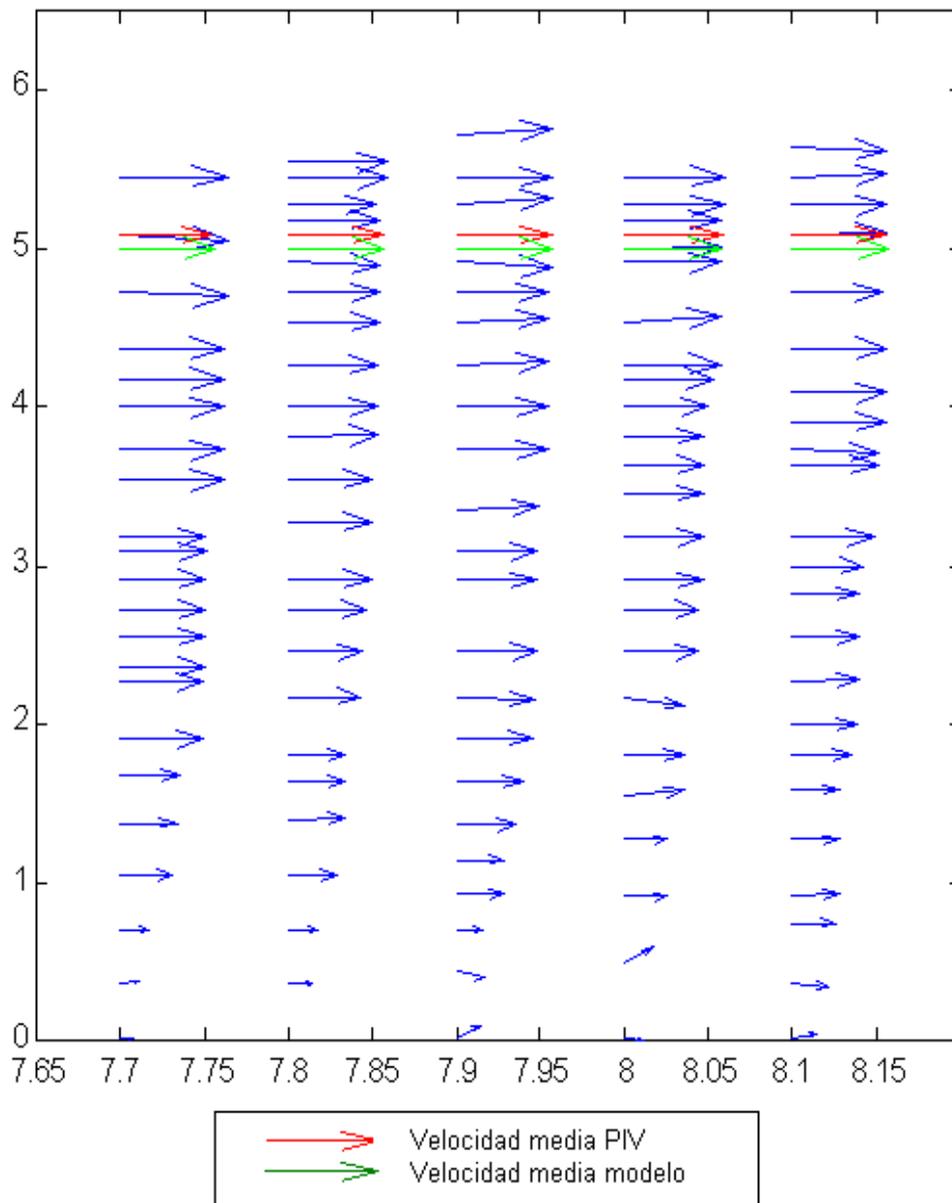
#### 6.1.2.2 Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación

Al igual que en el ensayo anterior comenzamos la comparación de los resultados hidrodinámicos obtenidos con PIV y con el modelo numérico. En la figura y tabla siguientes se representan los perfiles de velocidad obtenidos en la sección media de la zona central del canal de ensayos (minuto 20).

Distancia al borde aguas arriba del canal	Velocidad media PIV (m/s)	Velocidad media modelo (m/s)
8.1	0.397	0.410
8.0	0.412	0.400
7.9	0.405	0.402
7.8	0.396	0.402
7.7	0.380	0.398

*Tabla 6.6. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. T= 20 minutos*

Los resultados obtenidos con el modelo numérico y la instrumentación vuelven a mostrar el correcto funcionamiento del modelo numérico, reflejando variaciones muy pequeñas en las velocidades obtenidas en la zona de medición.



*Figura 6.14. Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. Distancia al borde aguas arriba en metros (abcisas) y calados en centímetros (ordenadas). Tiempo  $T= 20$  minutos*

Con la introducción de los incrementos de caudal se produjeron modificaciones en las variables hidrodinámicas, que también fueron recogidas de forma precisa por el modelo numérico aportando valores muy similares a los registrados con PIV, como puede comprobarse en la siguiente gráfica.

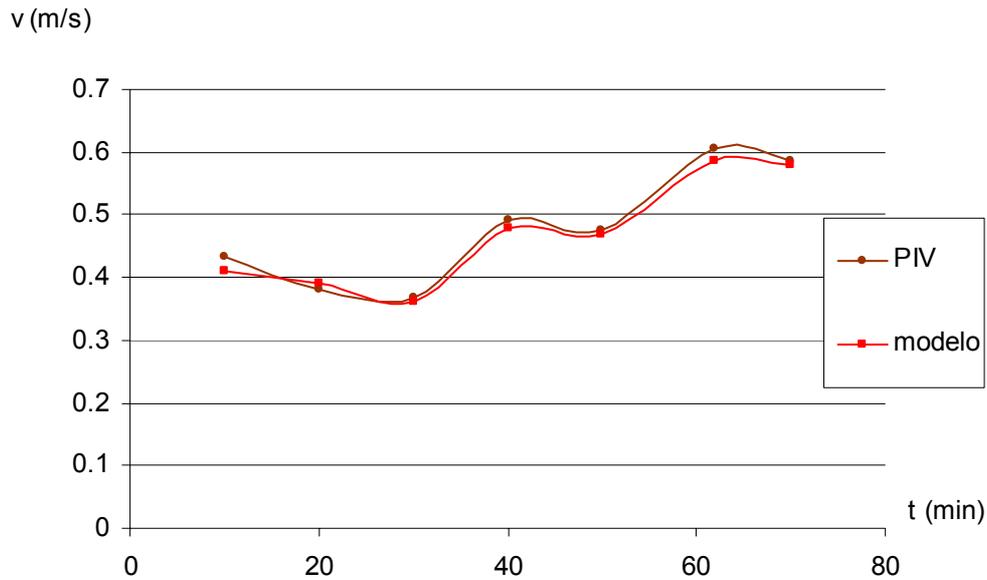


Figura 6.15. Comparación de la evolución temporal de las velocidades con PIV y modelo numérico. Sección 8.0

El resultado anterior refleja que las mayores diferencias entre el modelo numérico y la experimentación se producen en los primeros instantes de la introducción de cada escalón de caudal. Ambas líneas de tendencia reflejan correctamente el incremento de la velocidad producido por los incrementos de caudal, y la disminución de la misma en cada tramo a medida que se erosiona el fondo del canal.

#### 6.1.2.3 Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación

La comparación de resultados en esta parte se realiza de forma similar al primer ensayo ya analizado, y correspondiente a este mismo bloque de la experimentación. Las gráficas siguientes reflejan las elevaciones del fondo obtenidas con la instrumentación y con las 7 fórmulas de transporte sólido implementadas en el modelo numérico.

En la primera figura se representa el perfil del lecho, centrando de nuevo el análisis en la zona central de la capa de arena. En esta gráfica se aportan los resultados obtenidos con las cinco fórmulas del transporte de fondo, en un instante correspondiente al primer escalón de caudal.

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.234
Fórmula de Einstein&Brown	0.302
Fórmula de Nielsen	0.405
Fórmula de Van Rijn	0.416
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.234

Tabla 6.7. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV

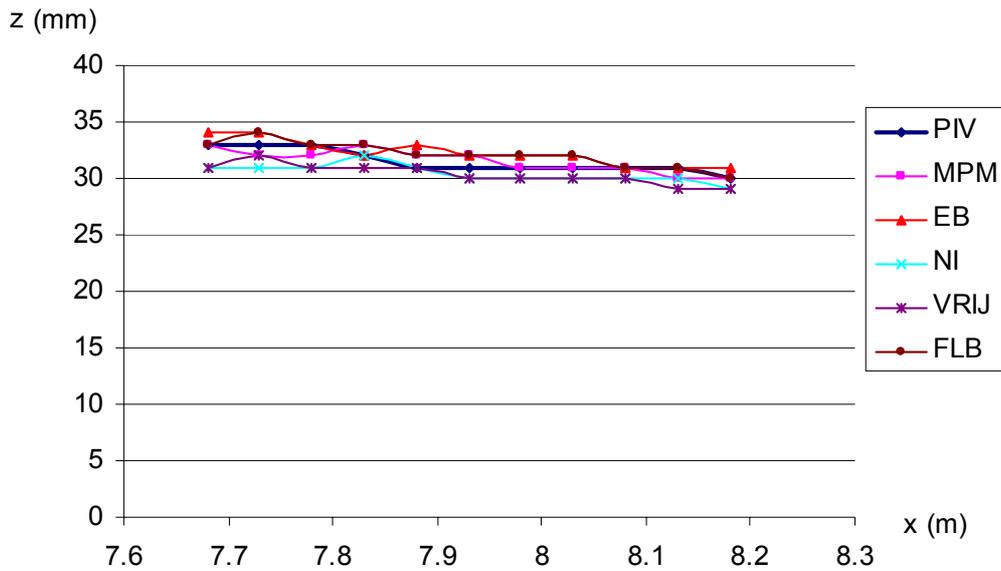


Figura 6.16. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas. T= 20 minutos

Los resultados demuestran de nuevo el comportamiento correcto del modelo numérico en el análisis del transporte de sedimentos, de forma similar al primer ensayo analizado.

En la siguiente gráfica se han representado los resultados obtenidos en el minuto 70, correspondiente ya a un instante de tiempo perteneciente al tercer escalón de caudal.

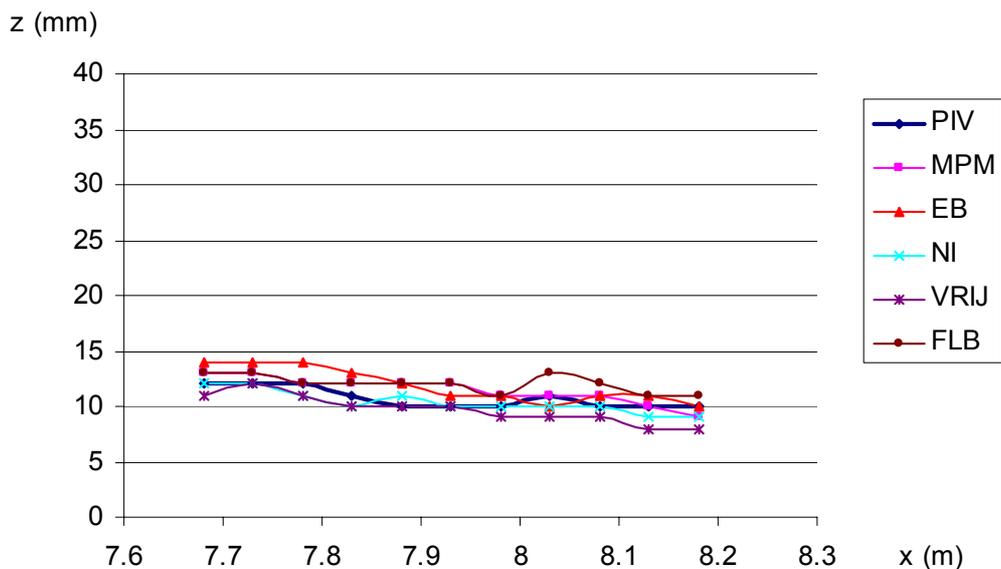


Figura 6.17. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas. T= 70 minutos

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.257
Fórmula de Einstein&Brown	0.477
Fórmula de Nielsen	0.334
Fórmula de Van Rijn	0.393
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.447

*Tabla 6.8. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV*

La primera conclusión que se puede extraer de estas dos últimas gráficas y tablas es la comprobación de que el modelo numérico representa correctamente la evolución del lecho de arena en un ensayo en régimen no permanente con caudal variable.

El análisis relativo a los tiempos de ejecución realizado en el Capítulo 3 de esta Tesis Doctoral queda así justificado. En efecto, las interacciones continuas entre los bloques hidrodinámico y morfológico del modelo, permiten la adecuación de las variables hidráulicas a las variaciones producidas por el transporte de sedimentos, y una correcta adaptación a las nuevas condiciones de contorno.

Desde el punto de vista de las fórmulas de transporte de fondo, los resultados obtenidos en este ensayo son similares a los registrados en el caso anterior. La fórmula que mejor refleja los valores registrados con la experimentación vuelve a ser la relativa a Meyer-Peter&Müller, tanto en el instante de tiempo correspondiente al primer caudal circulante como en el tercer escalón de caudal introducido.

Las fórmulas de Nielsen y Van Rijn vuelven a aportar caudales sólidos mayores que los correspondientes a Meyer-Peter&Müller, lo que se traduce en menores elevaciones del lecho. Por el contrario, las expresiones del transporte de fondo de Einstein&Brown y Fernández-Luque&Van Beek reflejan valores más altos de las cotas del fondo de arena.

La siguientes figura y tabla repiten el análisis anterior con las dos fórmulas del transporte total, correspondientes a Engelund&Hansen y Ackers&White. La comparación se ha realizado entre los minutos 20 y 70, correspondientes al primer y tercer caudal introducido en este ensayo.

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Engelund Hansen minuto 20	0.381
Fórmula de Ackers&White minuto 20	0.894
Fórmula de Engelund Hansen minuto 70	0.213
Fórmula de Ackers&White minuto 70	0.286

*Tabla 6.9. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV*

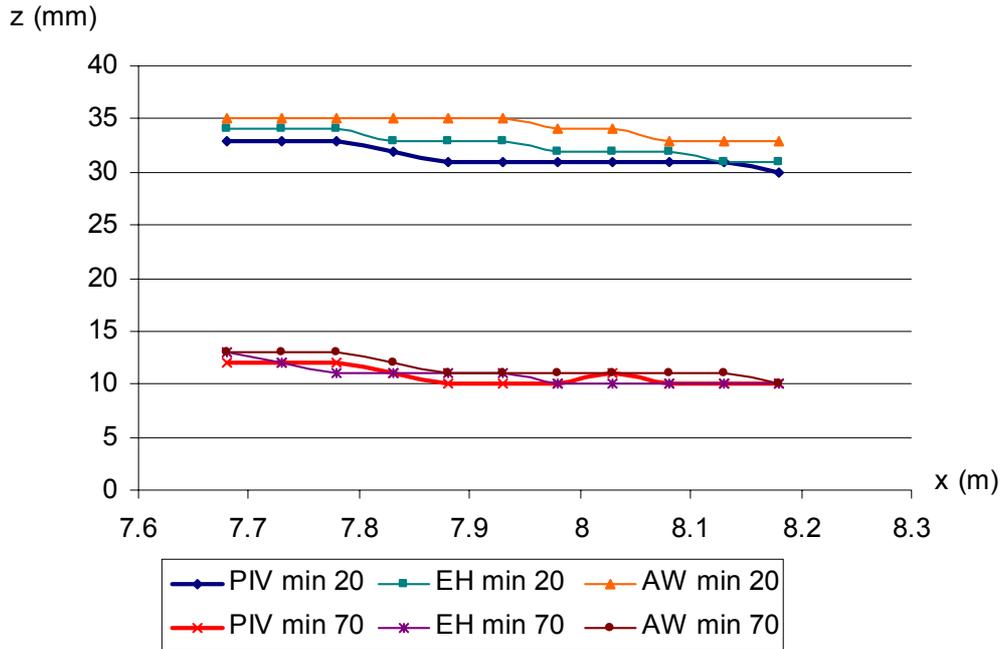


Figura 6.18. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en metros (abcisas) frente a elevación del fondo en centímetros (ordenadas)

La conclusión más relevante del gráfico es el comportamiento correcto del modelo numérico en la representación del fenómeno estudiado, en este caso realizado con las fórmulas de transporte total.

En el minuto 20 se vuelve a observar, al igual que en el ensayo anterior correspondiente a esta parte de la validación experimental del modelo, que las fórmulas de transporte total aportan valores mayores de las elevaciones del fondo en la zona analizada.

Como ya se ha comentado, estas fórmulas suelen aplicarse en casos en los que existe transporte en suspensión, lo que no ocurre en nuestro caso. Sin embargo, el buen comportamiento de la solución valida la utilización de estas fórmulas también en este tipo de estudios.

Un aspecto interesante que también se repite es que la diferencia existente entre resultados experimentales y numéricos en el minuto 20, se hace menor en el minuto 70. En este instante, correspondiente al tercer caudal introducido en el ensayo, la comparación refleja una mayor similitud, lo que demuestra una vez más el buen comportamiento del modelo numérico en régimen no permanente, tanto en ambos bloques por separado, como en la interacción entre los mismos.

El último resultado de este ensayo corresponde a la evolución del perfil del lecho obtenido con el modelo numérico (utilizando la fórmula de Meyer-Peter&Müller) y las mediciones con PIV. Los resultados reflejan correctamente

el incremento de las elevaciones del fondo en los primeros minutos de circulación del tercer caudal introducido.

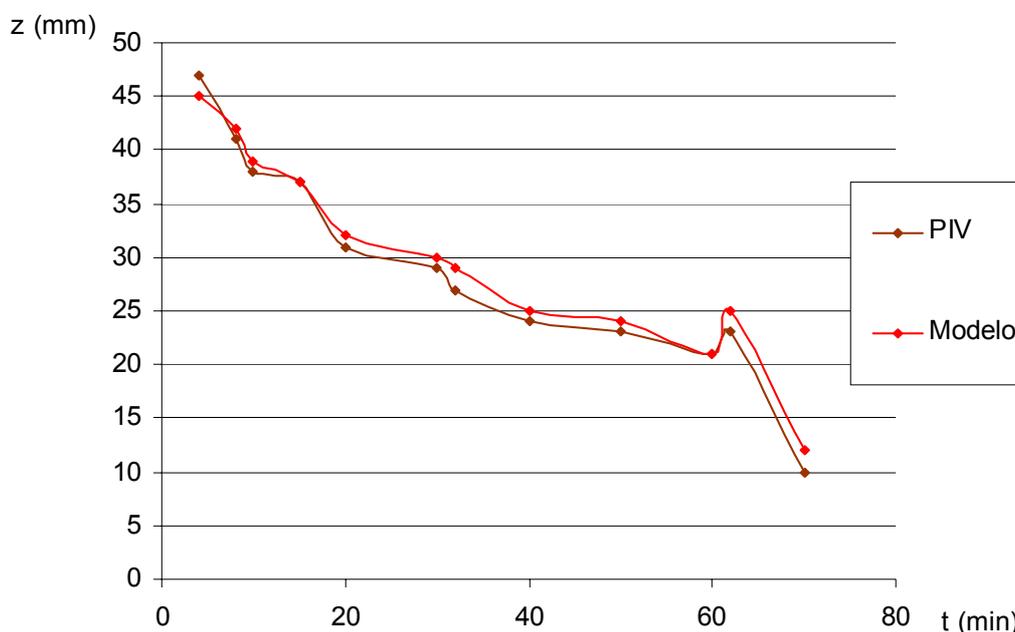


Figura 6.19. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y la experimentación. Sección 7.9

## 6.2 ENSAYOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y COLMATACIÓN DE UN VERTEDERO

El segundo bloque de experimentos incluidos en esta Tesis Doctoral fue realizado con el objetivo principal de proporcionar más resultados para la validación del modelo numérico propuesto. En esta segunda parte, además de poder realizar esta comparación numérico-experimental, se plantearon otros objetivos derivados del trabajo desarrollado, tanto previamente al desarrollo de esta Tesis Doctoral como durante la misma. En anteriores Capítulos se comentó la importancia del transporte de sedimentos en otros campos de la Hidráulica, como por ejemplo las afecciones que los fenómenos de erosión y sedimentación pueden tener en las obras hidráulicas.

Aunque se insiste en que el objetivo fundamental de este apartado es continuar con la validación experimental del modelo numérico, también se ha incidido de forma paralela en el estudio del efecto del transporte de sedimentos en la colmatación de vertederos. Este campo tiene también unas posibilidades de estudio realmente interesantes, dada la importancia que el arrastre y colmatación de sedimentos u otros materiales tiene en las variaciones de las curvas de gasto de estos dispositivos de aforo.

En primer lugar, el estudio se centra en analizar la influencia del transporte de sedimentos en una tipología concreta de vertedero. En esta parte el objetivo es

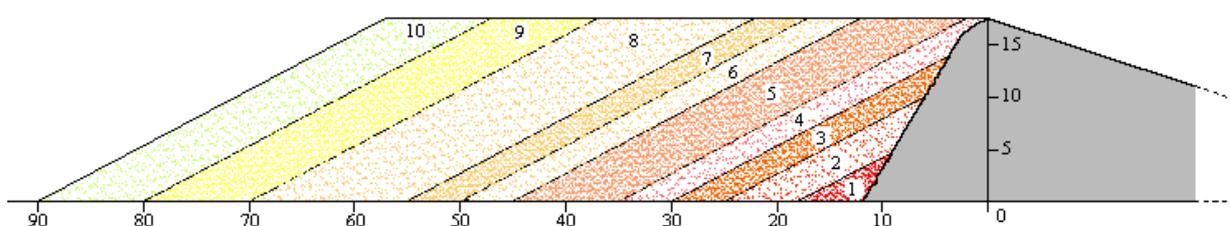
reflejar y calibrar las variaciones de la curva de gasto, introduciendo un árido no movilizado por el flujo. Estos ensayos fueron realizados en el CITEEC, previamente al desarrollo de esta Tesis Doctoral (Peña, 2000).

A partir de los resultados obtenidos en esa fase, el trabajo continuó en las instalaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. La utilización de árido movilizado por el flujo y, sobre todo, las mediciones con PIV y con el Scanner 3D, permitieron hacer un estudio más enfocado hacia la evolución del fondo aguas arriba del vertedero y el transporte de sedimentos en las inmediaciones del mismo. Esta serie sí fue reproducida con el modelo numérico, con el objetivo de realizar la validación experimental de dicho modelo, y realizar la comparación de los resultados generados.

### 6.2.1 Ensayos de análisis de la curva de gasto del vertedero

Los ensayos realizados en el CITEEC tuvieron como objetivo principal conocer y calibrar la pérdida de rendimiento del vertedero debido a los efectos de colmatación. La simulación de este proceso fue desarrollada en esta primera parte a través de la colocación de material que no fuera movilizado por el flujo. En realidad, cualquier elemento sólido colocado en distintas capas aguas arriba del vertedero podía servir para desarrollar esta parte de la experimentación.

Los ensayos fueron realizados colocando las tres primeras capas de colmatación simulando triángulos de 5, 10 y 13 centímetros de altura, como ilustra la siguiente figura. A continuación, y debido a que la altura del vertedero en el canal de ensayos era de 17.44 centímetros, no pudieron colocarse más triángulos homotéticos, colmatando el vertedero con figuras trapezoidales de igual ángulo en la base, y enrasadas en la parte superior con dicho vertedero.



*Figura 6.20. Croquis de la sección aguas arriba del vertedero y capas de colmatación introducidas. Cotas en centímetros*

Las velocidades fueron obtenidas con dos velocímetros ADV y un aparato de medida de calados, todo ello automatizado a través de un bastidor robotizado. La siguiente figura esquematiza los elementos fundamentales de esta parte de la experimentación.

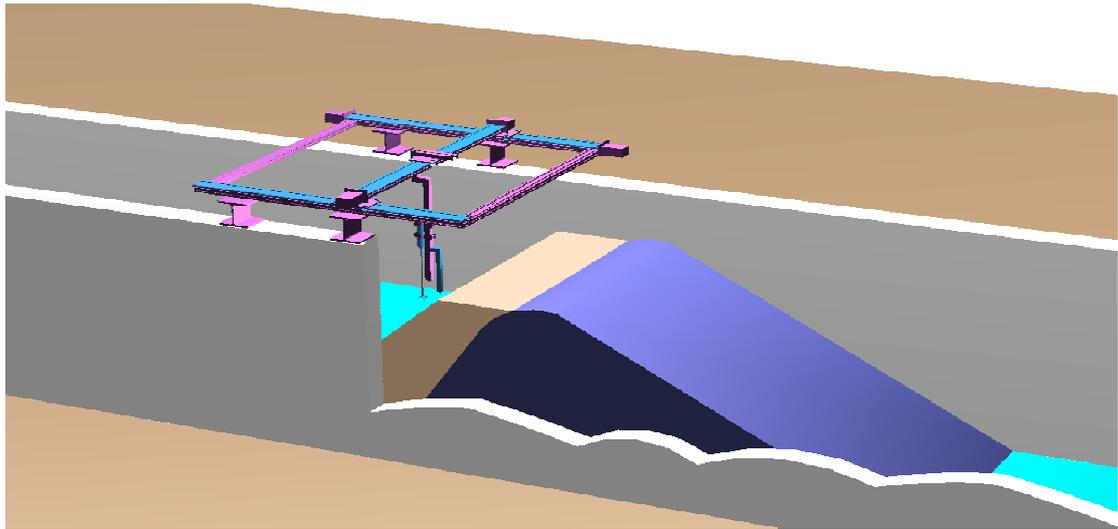


Figura 6.21. Esquema del canal de ensayos, vertedero, capas de arena, bastidor robotizado e instrumentación empleada

La gráfica siguiente constituye el resultado más importante de la experimentación desarrollada en el CITEEC. En dicha figura se ha representado la curva de gasto obtenida con cada capa de colmatación introducida, incluyendo la situación de aguas claras.

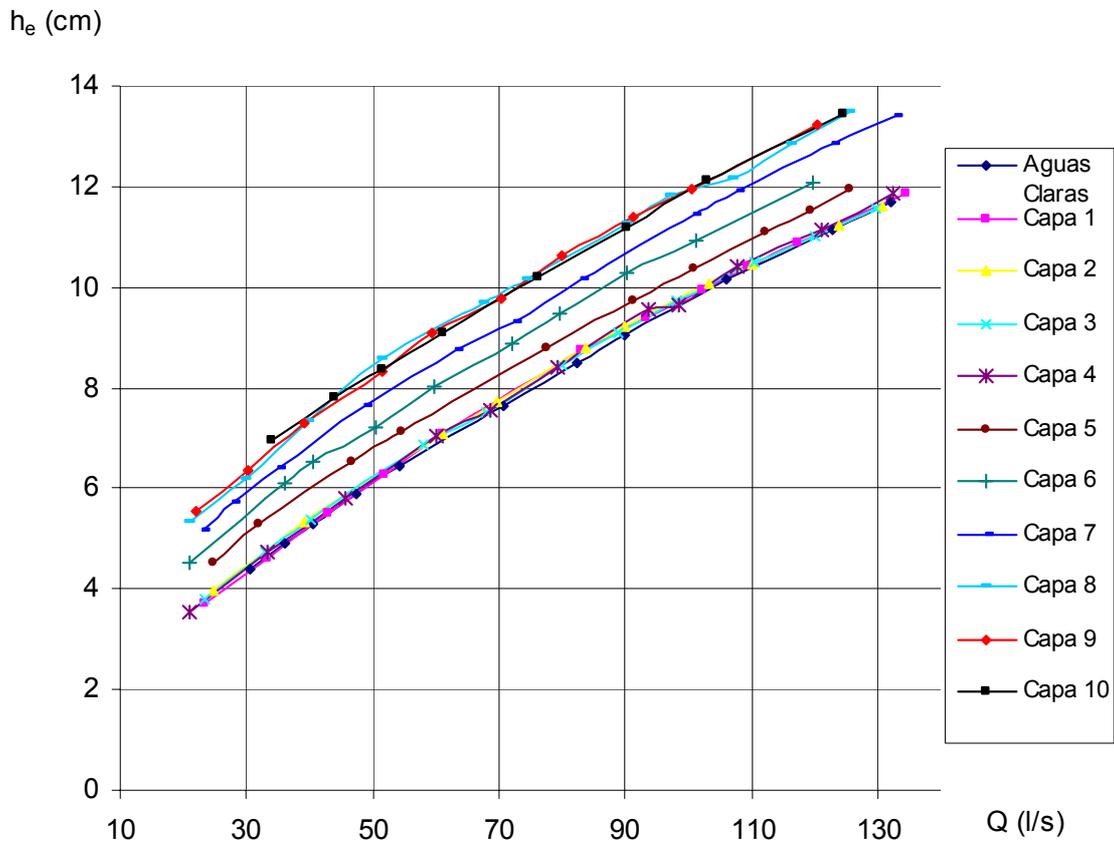
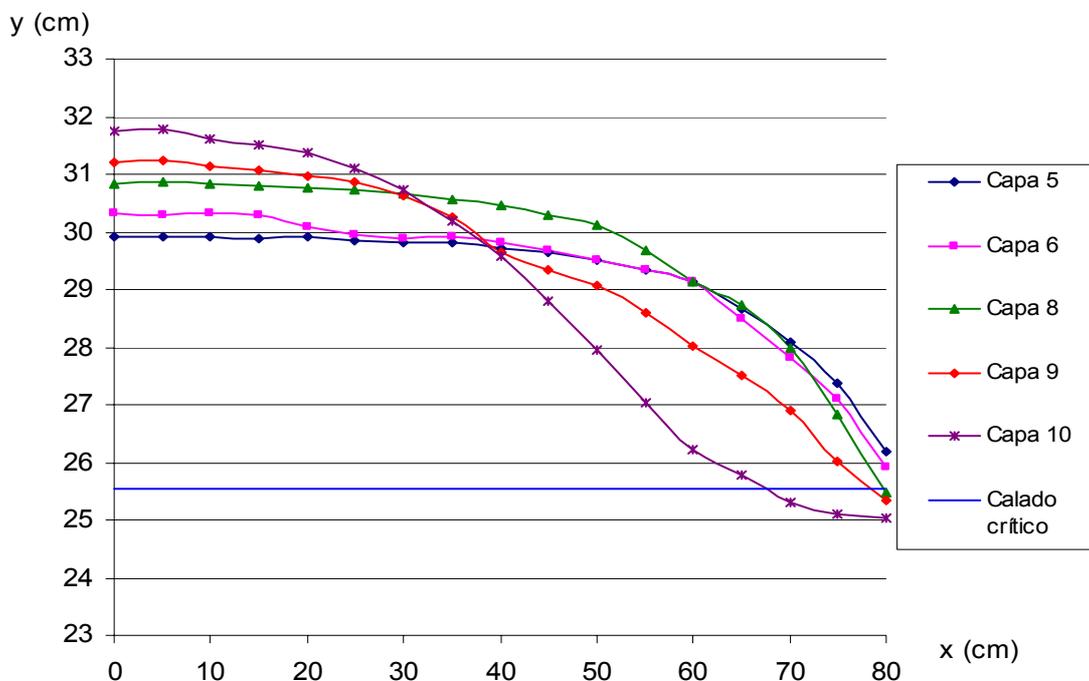


Figura 6.22. Curvas de gasto teórica y con capas de colmatación. Caudal en abcisas y calado efectivo en ordenadas

Aunque el rango de caudales del ensayo no superó el valor de 130 l/s, puede apreciarse que con el intervalo de caudales analizado se produce una pérdida importante de rendimiento del vertedero estudiado. Como puede destacarse en la figura anterior, la colocación de las 4 primeras capas no parece afectar al funcionamiento normal del vertedero. Recordamos que la cuarta capa de colmatación es la primera que adopta una forma trapezoidal, con una determinada longitud de árido en la horizontal de la cota superior del vertedero.

A partir de ese momento, la curva de gasto refleja un salto en los calados efectivos claramente visible en las capas 5, 6 y 7. Las líneas de tendencia aparecen con una forma muy similar, pero siempre desplazadas una cierta altura respecto a la anterior. Es importante resaltar el aumento prácticamente constante que se produce para estas tres capas indicadas.

Los resultados obtenidos son en cierta forma esperables, ya que en la zona cercana al vertedero el proceso seguido ha sido aumentar de forma artificial la altura original del canal, provocando un elevación del calado de aproximación. También era esperable un límite superior en esta tendencia, como aparece reflejado con los valores registrados para las capas 8, 9 y 10. En este punto no se observan variaciones significativas de la curva de gasto, por lo que es razonable decir que la experimentación alcanza con estas últimas capas de colmatación su punto final. A continuación se incluye una gráfica que refleja la evolución de los calados en la aproximación al vertedero, y que muestra las variaciones obtenidas en dichos perfiles. Las líneas de tendencia marcan una analogía con las curvas de remanso tipo H2, lo que se manifiesta de forma más clara en las capas 9 y 10.



*Figura 6.23. Evolución de calados en la aproximación al vertedero para un caudal de 120 l/s. Distancia horizontal en abscisas y calados totales en ordenadas. Vertedero en sección 80*

Una referencia de indudable interés en el análisis de la gráfica anterior es la cota relativa al calado crítico, que se corresponde en este caso con un valor de 25.55 centímetros. Comprobamos que para la capa 9 esta cota aparece algo antes de la última sección, y lo mismo ocurre con la capa 10. La conclusión que extraemos es que la condición de calado crítico se manifiesta en puntos más alejados del vertedero con las capas de colmatación más altas.

La conclusión más relevante de esta parte de la experimentación, desarrollada enteramente en el CITECC, hace referencia a la pérdida de rendimiento del vertedero a partir de una determinada capa de colmatación. En ese punto, dicha colmatación permanente provoca que el vertedero abandone su funcionamiento teórico, de forma que la ecuación de la curva de gasto inicial deja de ser representativa del fenómeno existente. Otros resultados de esta primera parte de la experimentación pueden consultarse en Peña *et al* (2000).

### 6.2.2 Ensayos de transporte de sedimentos en el vertedero

El segundo bloque de ensayos correspondiente a este apartado se desarrolló con el objetivo principal de continuar la validación del modelo numérico propuesto. Por otro lado, también se continuó el análisis de las variaciones en la curva de gasto del vertedero analizado. La experimentación fue realizada enteramente en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Una primera diferencia importante respecto a los ensayos precedentes fue que el árido introducido en este caso sí fue movilizado por el flujo circulante en cada caso. A diferencia de la experimentación anterior, en esta parte interesaba analizar la variación del fondo en la zona cercana al vertedero, utilizando el modelo numérico y la instrumentación disponible.

De este modo, en los nuevos ensayos realizados se colocó el sedimento con formas semejantes a las introducidas en el CITEEC, pero el sedimento empleado fue en este caso la arena de granulometría uniforme igual a 1 milímetro. El objetivo de introducir capas de sedimento semejantes fue analizar la evolución temporal de la curva de gasto, de forma análoga al caso anterior.

La segunda diferencia fundamental fue la utilización de la instrumentación láser, realizando mediciones tanto con PIV como con el Scanner 3D. La introducción conjunta de ambos instrumentos proporcionó una información muy valiosa para poder determinar la evolución de los campos de velocidades y perfiles del fondo, a medida que la erosión modificaba la capa de material ubicada aguas arriba del vertedero.

La malla de volúmenes finitos y el intervalo de tiempo del modelo numérico fueron obtenidos de forma similar a los primeros ensayos comentados en este Capítulo. En este caso, la longitud del canal hasta la cota del vertedero era de 8.3 metros, por lo que el número de nodos de la malla resultante fue de 588. Las separaciones transversal y longitudinal entre dichos nodos se mantuvieron en 8.33 y 10 centímetros, respectivamente.

En la siguiente fotografía se muestran los distintos elementos de la experimentación en el laboratorio. El vertedero puede distinguirse en la parte izquierda, con una capa de arena colocada aguas arriba del mismo. A la derecha identificamos una de las cámaras pertenecientes al PIV, y encima del canal la instrumentación relativa al Scanner 3D.

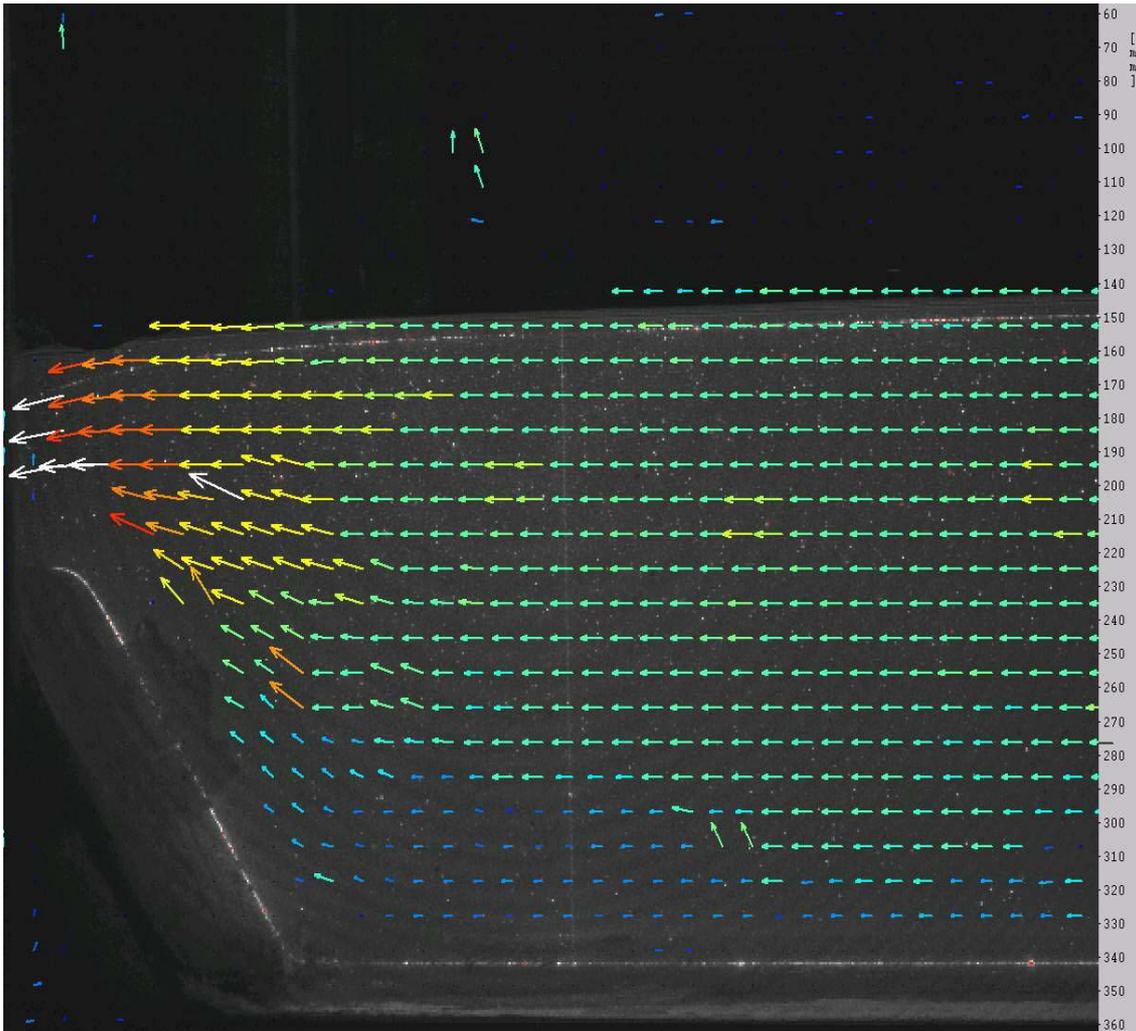


*Fotografía 6.1 Montaje experimental en la Escuela de Ingenieros de Caminos para el ensayo de transporte de sedimentos en vertederos*

#### 6.2.2.1 Ensayos previos de calibración

Los primeros ensayos fueron realizados en aguas claras con el objetivo de calibrar la instrumentación en las cercanías del vertedero. Fue necesario conjugar distintos elementos relativos a los aparatos, especialmente para el trabajo con PIV: ubicación de las cámaras, intervalo de tiempo entre disparos del láser, o cantidad de partículas a introducir para generar buenos resultados en la zona de medición.

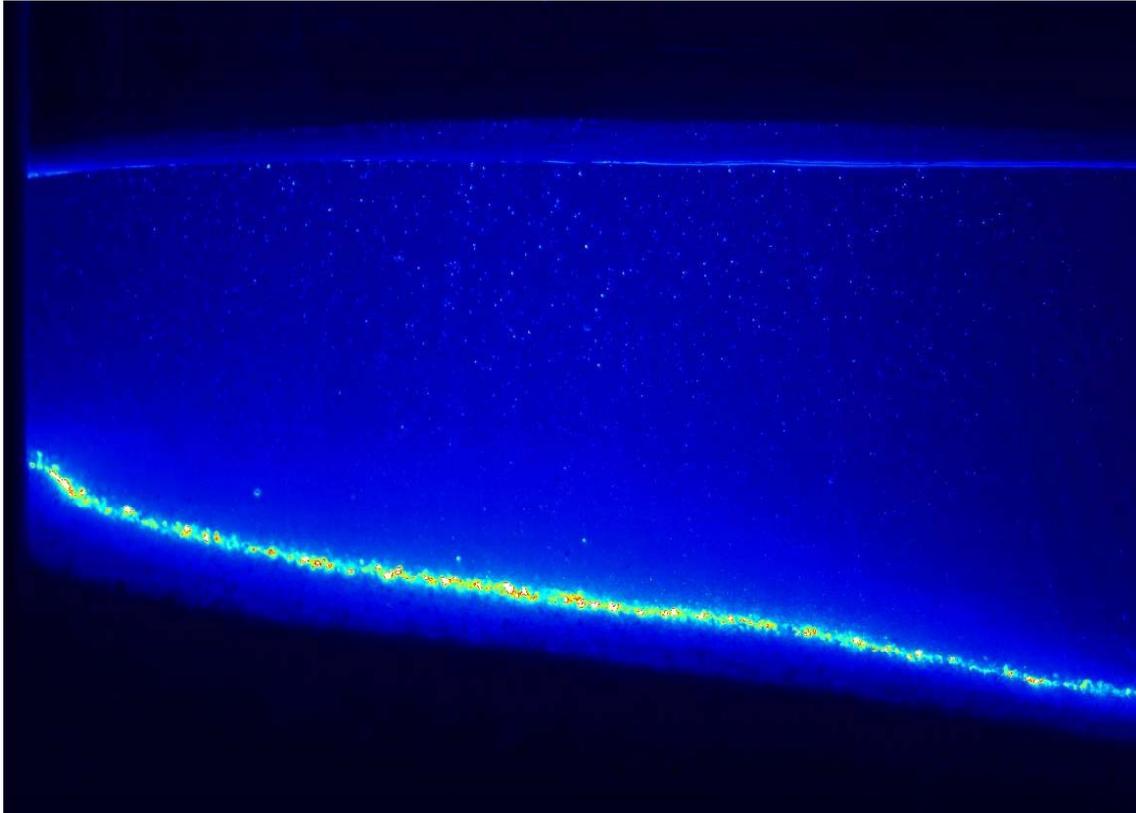
Una muestra de este proceso previo es la fotografía que se muestra a continuación, correspondiente a un caudal de 20 l/s. En esta imagen puede distinguirse el fondo del canal, la forma del vertedero y el campo de velocidades existente aguas arriba del mismo.



*Fotografía 6.2. Campo de velocidades obtenido con PIV en las inmediaciones del vertedero*

Este resultado inicial permite hacer las primeras consideraciones importantes. En primer lugar puede apreciarse que las velocidades son prácticamente horizontales en la parte derecha de la imagen, con módulos bajos en las capas cercanas al fondo. Analizando la parte baja del canal, en las inmediaciones del vertedero las velocidades son prácticamente nulas, mientras que en la parte alta las velocidades aumentan notablemente adquiriendo componentes verticales de importancia. Los módulos de la velocidad aumentan aún más en la zona de vertido, apreciándose incluso una componente vertical descendente.

La siguiente fotografía corresponde a un experimento en el que sí se introdujo una capa de sedimento, registrando el perfil del lecho de arena en un determinado instante. Por otro lado, pueden distinguirse las partículas introducidas en el fluido para aumentar la reflexión del haz láser y mejorar las mediciones.



*Fotografía 6.3. Imagen con PIV reflejando el perfil del lecho de arena*

El esquema que se sigue a continuación es similar al realizado en el primer bloque del Capítulo, comenzando con el estudio de la curva de gasto en esta nueva campaña experimental. Después, el análisis continúa con los resultados obtenidos en dos ensayos implementados para la validación del modelo numérico, correspondientes a caudales de 30 l/s y 43 l/s.

En la parte de cada ensayo se introducen tres apartados: resultados obtenidos con la instrumentación, comparación hidrodinámica entre el modelo numérico y la experimentación, y por último la misma comparación relativa a las variables morfológicas.

#### 6.2.2.2 Ensayos de evolución en el tiempo de la curva de gasto

Los primeros resultados experimentales de esta parte corresponden al análisis de la curva de gasto en los ensayos desarrollados en la Escuela de Caminos. En el estudio previo realizado en el CITEEC, se constató la pérdida de rendimiento del vertedero debido a efectos de colmatación, utilizando material no movilizado por el flujo.

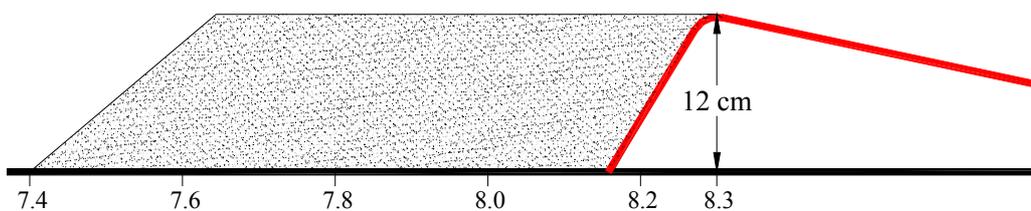
En dichos ensayos precedentes, el análisis fue realizado colocando una serie de capas aguas arriba del dispositivo de aforo, registrando las variaciones del calado efectivo con cada capa. De esta forma, se comprobó que los calados obtenidos diferían de los teóricos, y que dicha tendencia se estabilizaba con las capas de longitudes en torno a los 90 centímetros medidos desde la cota de coronación del vertedero.

En esta nueva fase de ensayos, la diferencia fundamental respecto al caso anterior es la introducción de sedimento movilizado por el flujo, por lo que las capas son erosionadas debido al transporte de fondo hasta alcanzar el perfil de equilibrio. De esta forma, el objetivo principal de esta parte se centró en analizar la variación temporal de los calados efectivos debido al transporte de sedimentos, y su influencia en la variación de la curva de gasto.

Con este planteamiento, se implementaron tres ensayos con caudales circulantes de 30, 43 y 65 l/s, registrando la superficie libre y los calados efectivos con PIV. En los ensayos previos de calibración se colocó material no movilizado por el flujo como en el CITEEC, constatando que la pérdida de rendimiento del vertedero también se estabilizaba con una capa de material de longitud igual a 90 centímetros, contabilizados desde la cota de coronación del vertedero, y enrasado con éste.

Para los ensayos definitivos con transporte de sedimentos, sólo fue colocada una capa de arena de 1 milímetro de diámetro uniforme en los 90 centímetros de longitud de árido indicados. Los vertederos utilizados en ambas series de ensayos fueron construidos con las características indicadas en el Capítulo 5, aunque no se realizaron a escala entre sí. En este caso, la altura del vertedero empleado fue de 12 centímetros y la anchura del canal igual a 0.5 metros.

El vertedero y la capa de material introducida en esta serie de ensayos son esquematizadas en la siguiente figura.



*Figura 6.24. Perfil longitudinal en metros con la capa de colmatación aguas arriba del vertedero*

En los primeros instantes de cada ensayo se realizaron medidas cada minuto, aumentando los intervalos de medición a partir de la primera hora. En la figura siguiente se ha representado la variación temporal de los valores del calado efectivo, marcando con una línea el valor teórico procedente de la ecuación de la curva de gasto.

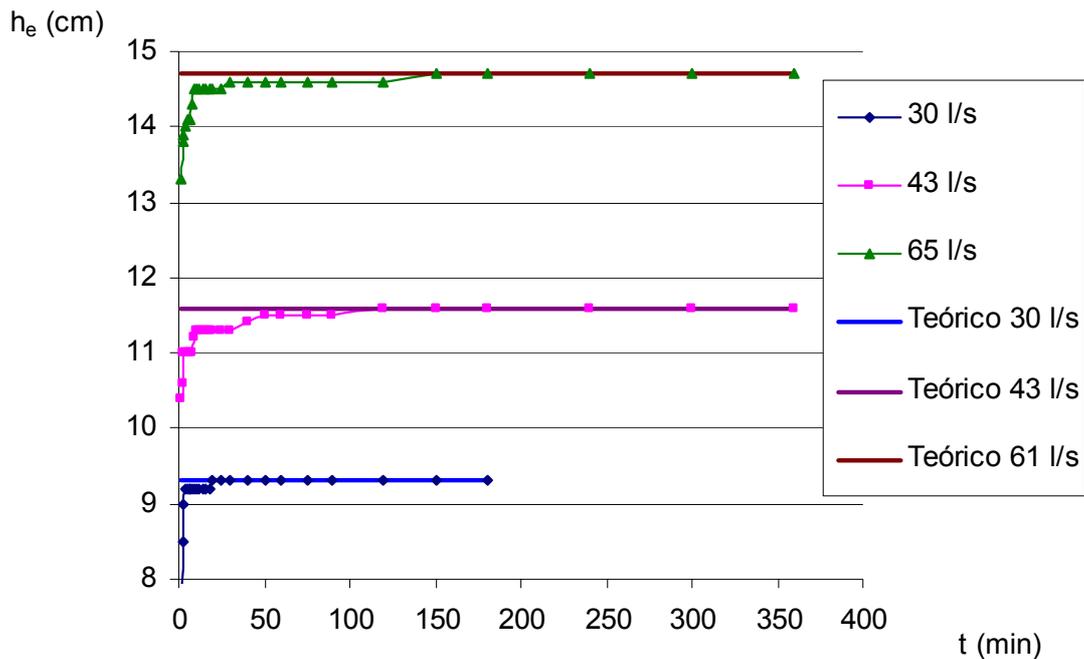


Figura 6.25. Variación del calado efectivo en el vertedero (ordenadas).  
Tiempo en abscisas

El resultado más importante de la gráfica anterior es que, a diferencia de la experimentación realizada en el CITEEC, en este caso sólo puede hablarse de pérdida de rendimiento del vertedero en un intervalo de tiempo inicial. En los primeros instantes los calados efectivos son menores que los teóricos correspondientes a la curva de gasto, pero son incrementados sucesivamente hasta alcanzarlos.

Este efecto puede corresponderse con un posible episodio de aguas altas que arrastre y deposite material en el vertedero. Si este material es vertido por encima del mismo hacia aguas abajo, el dispositivo de aforo analizado recupera su funcionamiento normal en un intervalo de tiempo variable con cada caudal circulante. Volviendo a la gráfica anterior, para el caudal de 30 l/s en el minuto 4 el calado efectivo es prácticamente el correspondiente a la curva de gasto, alcanzando el valor exacto en el minuto 20. Para los caudales de 43 y 65 l/s, a partir del minuto 50 puede decirse que los valores son prácticamente los esperados en la curva de gasto.

La conclusión fundamental es que, en el caso de analizar sedimento que pueda ser arrastrado por el flujo, el vertedero recupera su funcionamiento normal. Si por el contrario el material queda permanentemente fijado en la zona situada aguas arriba, la ecuación de la curva de gasto teórica deja de tener validez. El grado de desviación en dicha ecuación es función de la longitud de la capa de sedimento depositado aguas arriba.

La siguiente figura muestra la variación obtenida en el calado total en los mismos intervalos de tiempo que en el caso anterior.

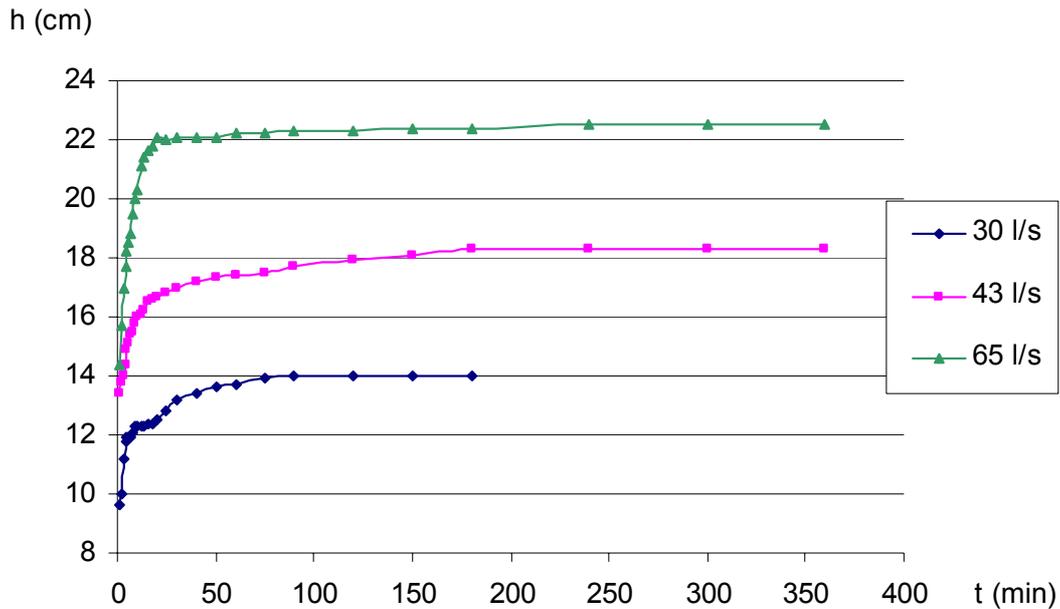


Figura 6.26. Variación del calado total en el vertedero (ordenadas).  
Tiempo en abscisas

El objetivo de incluir esta gráfica es reflejar que, aunque el calado efectivo teórico es alcanzado en un intervalo de tiempo determinado, el proceso erosivo del fondo continúa hasta dibujar el perfil de equilibrio del lecho. En efecto, las dos figuras anteriores muestran que este perfil de equilibrio es registrado en el ensayo correspondiente al caudal de 30 l/s aproximadamente a los 90 minutos, cuando el calado efectivo teórico era alcanzado ya en el minuto 20. Resultados similares se obtienen con los caudales de 43 y 65 l/s. La figura siguiente refleja la evolución temporal de la curva de gasto en esta serie de ensayos.

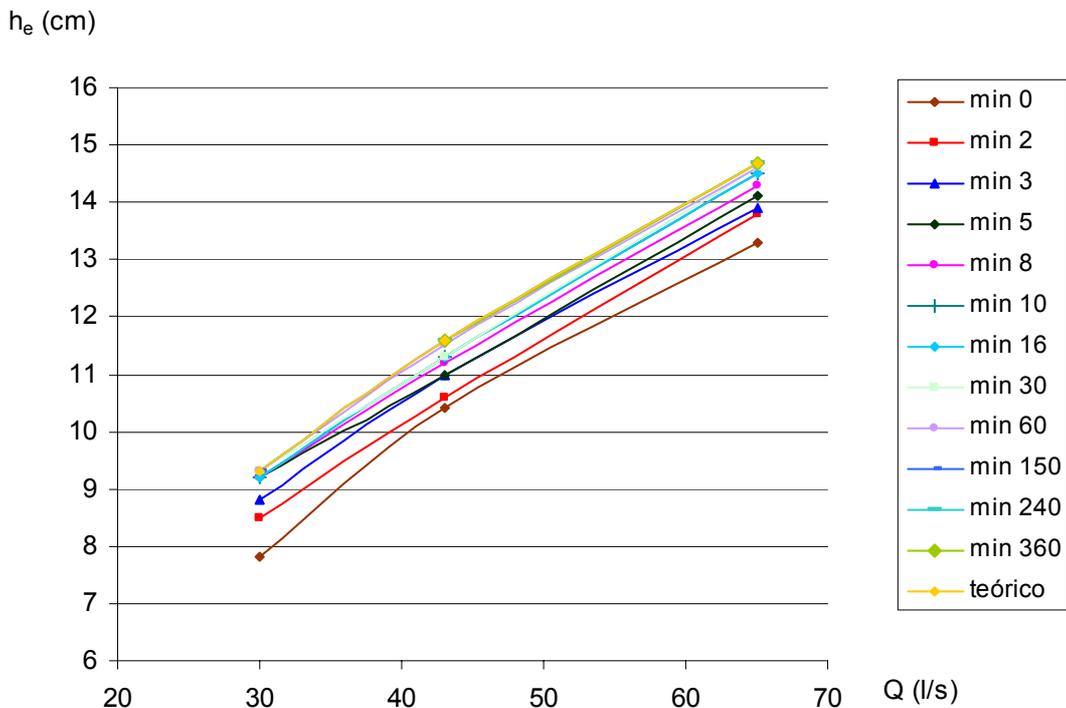


Figura 6.27. Evolución temporal de la curva de gasto en los ensayos con transporte de sedimentos. Caudal en abscisas y calado efectivo en ordenadas

En el instante inicial la capa de arena de 90 centímetros de longitud está enrasada con el vertedero, y puede comprobarse cómo los calados efectivos aumentan a medida que se produce la erosión del lecho, hasta alcanzar los valores teóricos en la situación de equilibrio del fondo.

De esta forma, se concluye en esta parte de la experimentación que para las condiciones hidráulicas indicadas y un sedimento uniforme de 1 milímetro de diámetro, sólo existe una pérdida de rendimiento del vertedero durante un cierto intervalo de tiempo. A partir de ese instante, los calados efectivos se mantienen iguales a los teóricos, aunque sigue produciéndose un transporte de fondo que aumenta el calado total hasta alcanzar finalmente el perfil de equilibrio.

### 6.2.2.3 Ensayo con caudal de 30 litros/segundo

El primer ensayo con árido movilizado por el flujo cuyos resultados han sido comparados con el modelo numérico fue realizado con un caudal igual a 30 l/s. Al igual que en los ensayos anteriores, fue necesario conjugar varios factores para desarrollar la experimentación involucrando todos los elementos deseados, provocando en primer lugar la necesaria movilización de sedimentos que permitiera analizar las variaciones en el lecho de arena.

Además, el caudal introducido produjo una erosión suave del fondo, permitiendo que la superficie libre del agua se mantuviera sin perturbaciones importantes, por lo que también se dieron las condiciones óptimas para utilizar el Scanner 3D en la experimentación.

Las condiciones del ensayo fueron las siguientes:

Condición de contorno aguas arriba: Caudal = 30 l/s

Condición de contorno aguas abajo: vertido sobre coronación del vertedero

Pendiente horizontal

Diámetro medio de sedimento: 1 milímetro

Intervalo de longitudes de colocación de la capa de arena: 90 centímetros desde la coronación del vertedero

Espesor de la capa de arena: 12 centímetros, enrasando horizontalmente la capa de sedimentos a la altura del vertedero

Duración del ensayo: 3 horas

Las mediciones fueron realizadas con PIV y Scanner 3D en la parte más cercana al vertedero, con el fin de obtener las evoluciones del campo de velocidades y el perfil del fondo en dicha zona. Al igual que en ensayos anteriores, los resultados fueron registrados en la sección media del canal en intervalos de tiempo coincidentes, con el fin de poder comparar los valores aportados por el modelo numérico y la instrumentación.

#### 6.2.2.3.1 Resultados generales de la experimentación

La primera figura incluida en este apartado corresponde a la variación del fondo registrada con PIV y Scanner 3D en la zona cercana al vertedero.

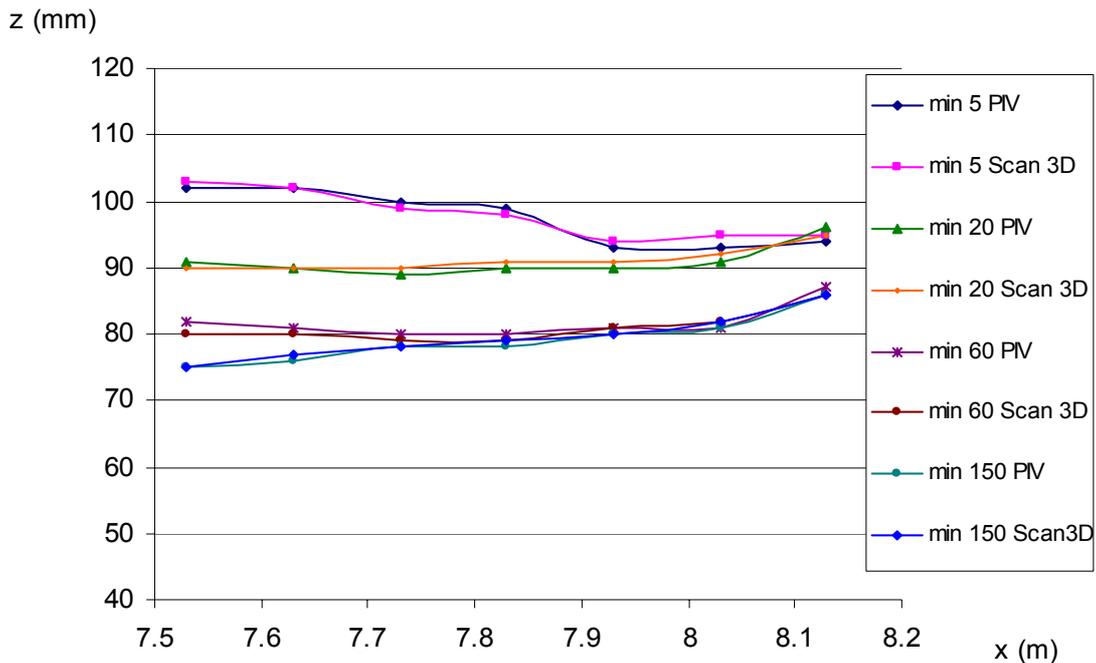


Figura 6.28. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV y Scanner 3D. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas. Vertedero en sección 8.3

Los resultados reflejan dos tendencias claramente diferenciadas en torno al minuto 20 de ensayo. En la primera parte, las elevaciones de los puntos más alejados del vertedero son mayores que en las cercanías del mismo. Este efecto tiene su explicación en las altas velocidades que se producen cerca de la zona de vertido, elevando la arena por encima de la cota del vertedero.

A partir del minuto 20 el comportamiento es inverso al comentado anteriormente, produciéndose una progresiva disminución del perfil del fondo en la zona de aproximación al vertedero. De esta forma se configura el perfil de equilibrio para el caudal introducido, que se alcanza aproximadamente a la hora y media de ensayo, momento a partir del cual las variaciones del fondo son mínimas.

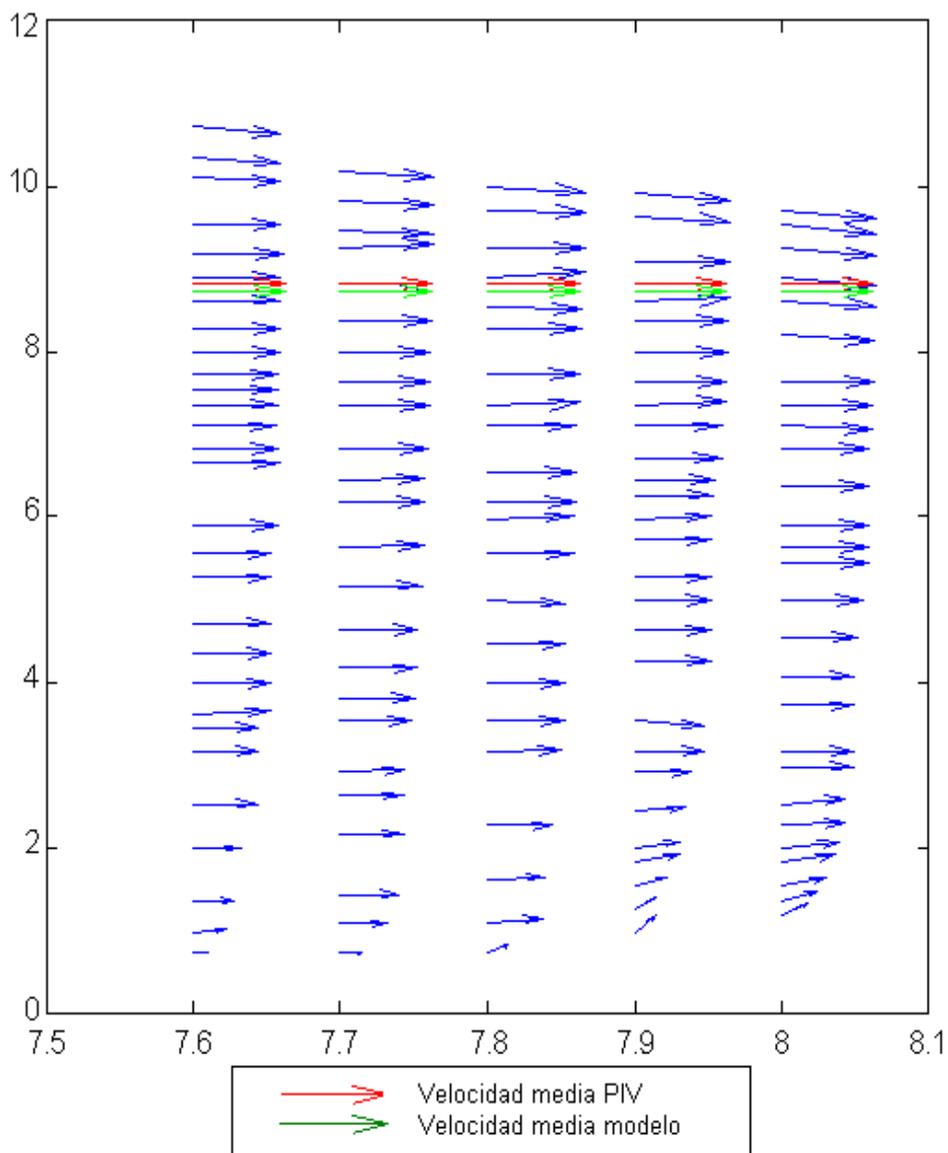
#### 6.2.2.3.2 Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación

Al igual que en apartados anteriores se realiza aquí una comparación hidrodinámica entre los resultados experimentales y los obtenidos con el modelo numérico. En este último caso, la implementación de este ensayo en el modelo es comentada con mayor detalle dadas las particularidades existentes.

Los dos aspectos más importantes de la modelización hacen referencia a la acumulación de sedimentos en la zona cercana al vertedero, y el caudal sólido de salida en la sección de contacto con dicho vertedero.

Respecto al primer punto, el vertedero fue simulado en el modelo como una pared rígida colocada en la parte final del dominio, con su pendiente correspondiente. Las velocidades calculadas en esta zona fueron menores que las obtenidas en puntos anteriores, provocando la acumulación de sedimento en esa parte cercana al vertedero. Por otro lado, el caudal sólido de la sección aguas abajo se manejó como un caudal sólido de salida en los últimos puntos del dominio.

Las siguientes gráfica y tabla constituyen una comparación entre las velocidades obtenidas en la parte central del canal de ensayos correspondiente a las inmediaciones del vertedero, reflejando los valores de los nodos coincidentes entre experimentación y malla de volúmenes finitos.



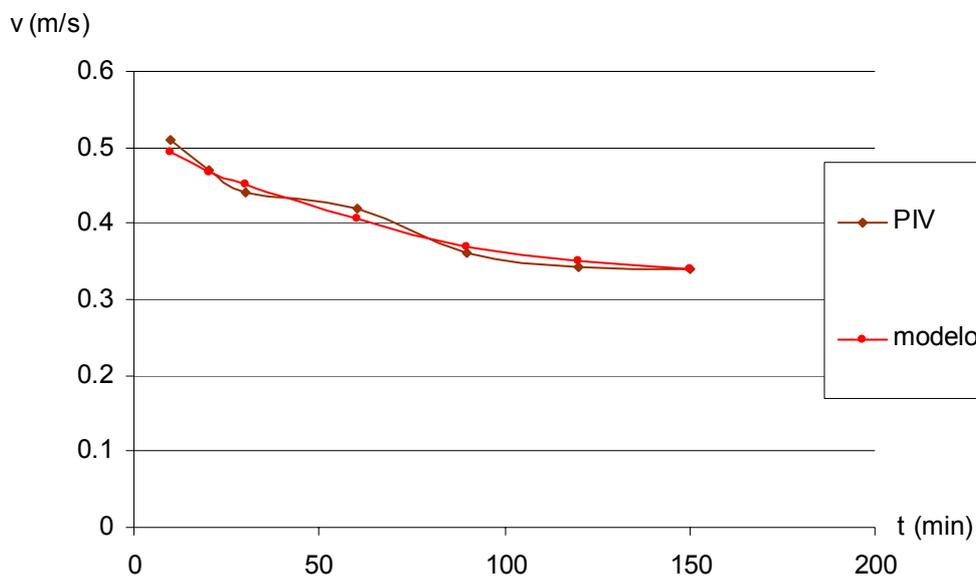
**Figura 6.29.** Perfil longitudinal con la comparación de velocidades en la sección media del canal. Distancia al borde aguas arriba en metros (abcisas) y calados en centímetros (ordenadas). Vertedero en sección 8.3. Tiempo  $T= 20$  minutos

Distancia al borde aguas arriba del canal	Velocidad media PIV (m/s)	Velocidad media modelo (m/s)
8	0.505	0.494
7.9	0.482	0.483
7.8	0.465	0.472
7.7	0.470	0.468
7.6	0.458	0.463

*Tabla 6.10. Comparación de valores de la velocidad media con PIV y modelo numérico. Vertedero en sección 8.3. Tiempo T= 20 minutos*

Los resultados muestran la correcta aplicación del modelo numérico en el caso estudiado, obteniendo valores muy parecidos de la velocidad media. En los perfiles más próximos al vertedero puede apreciarse un aumento de la componente vertical de la velocidad, lo que produce una diferencia mayor entre los resultados obtenidos. Sin embargo, para el objetivo más importante de la aplicación del modelo en el marco de esta Tesis Doctoral, es decir, la evolución del fondo debida al transporte de sedimentos, los valores son considerados aceptables para la obtención de tensiones tangenciales y caudales sólidos.

Los resultados analizados en distintos intervalos de tiempo son recogidos en la siguiente gráfica, reflejando la disminución de la velocidad hasta alcanzar el perfil de equilibrio del fondo.



*Figura 6.30. Comparación de la evolución de las velocidades con PIV y modelo numérico. Sección 7.9*

#### 6.2.2.3.3 Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación

En este apartado se realiza la comparación de resultados en el campo del transporte de sedimentos, especialmente en lo referente a la evolución del

fondo del canal. La primera figura que se presenta refleja la evolución registrada en el minuto 30, trabajando con PIV, Scanner 3D y modelo numérico implementando las cinco fórmulas correspondientes al cálculo del transporte de fondo.

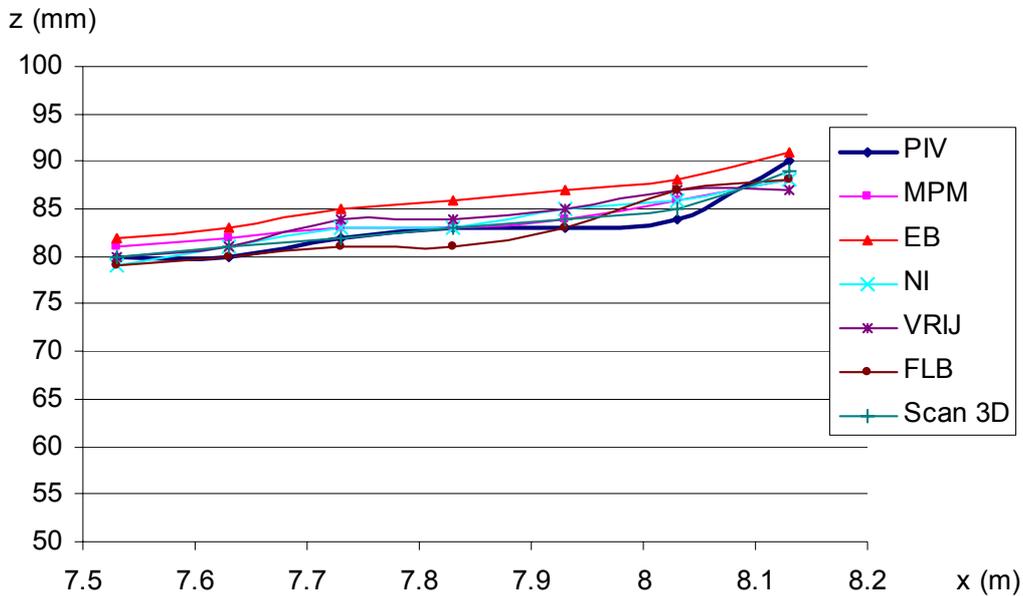


Figura 6.31. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abscisas frente a elevación del fondo en ordenadas.  $T = 30$  minutos. Vertedero en sección 8.3

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.577
Fórmula de Einstein&Brown	1.195
Fórmula de Nielsen	0.577
Fórmula de Van Rijn	0.816
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.655
Scanner 3D	0.309

Tabla 6.11. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV

La primera conclusión extraída del gráfico anterior es el correcto comportamiento del modelo numérico en la representación del perfil del fondo de este nuevo ensayo. Los resultados obtenidos son considerados aceptables en todo el dominio analizado, especialmente en los puntos más alejados de la zona de vertido.

Las dos últimas secciones, correspondientes a una distancia aproximada de 20 centímetros respecto al borde del vertedero, reflejan un mayor error en la determinación del perfil del lecho. Sin embargo, el error registrado en el caso más desfavorable no es en ningún caso mayor de 3 milímetros, por lo que la representación del fenómeno es considerada correcta en su conjunto.

En el análisis de las distintas fórmulas de transporte de fondo, las conclusiones obtenidas son muy similares a las reflejadas en la primera parte de este Capítulo. En este caso, las diferencias son menores entre unas fórmulas y otras, obteniendo perfiles muy similares con las expresiones de Meyer-Peter&Müller y Nielsen. La fórmula de Fernández-Luque&Van Beek aporta valores del fondo algo menores a los registrados con la experimentación en las primeras secciones, y un comportamiento opuesto en la zona cercana al vertedero. La fórmula de Einstein&Brown vuelve a proporcionar resultados del fondo por encima de los obtenidos con la experimentación, tanto en el instante de tiempo indicado como en otros en los que se repitió la comparación anterior, con resultados muy parecidos.

La figura que se muestra a continuación representa el perfil del lecho obtenido en dos instantes distintos con PIV y modelo numérico, implementado en este último las fórmulas de transporte total.

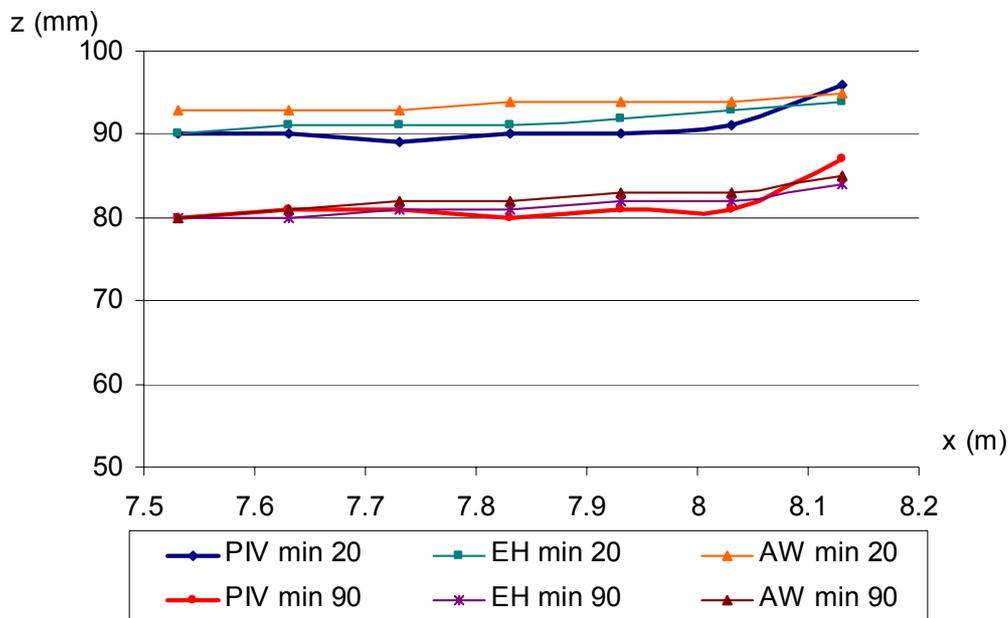


Figura 6.32. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas. Vertedero en sección 8.3

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Engelund Hansen minuto 20	0.655
Fórmula de Ackers&White minuto 20	1.263
Fórmula de Engelund Hansen minuto 90	0.556
Fórmula de Ackers&White minuto 90	0.636

Tabla 6.12. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV

Los resultados de la gráfica anterior aportan dos elementos de análisis interesantes. En primer lugar, comprobar de nuevo la adecuación de las fórmulas de transporte total en la representación del fenómeno estudiado. Al igual que en ensayos precedentes, la fórmula que mejor reproduce el perfil del fondo es la correspondiente a Engelund&Hansen, con resultados más precisos que la relativa a Ackers&White. Aunque el transporte existente es únicamente el debido a las partículas de arena desplazándose por el fondo, ambas fórmulas reflejan correctamente la evolución del lecho durante el ensayo.

Por otro lado, se reproduce en este apartado un comportamiento ya detectado en la primera serie de experimentos, registrando en instantes de tiempo posteriores mejores ajustes con los valores obtenidos experimentalmente. La conclusión más clara de este resultado es que el perfil final de equilibrio es calculado con mayor precisión que los perfiles obtenidos en instantes anteriores.

La última gráfica de este apartado refleja la evolución del perfil del lecho registrada con la experimentación y el modelo numérico utilizando la fórmula de Meyer-Peter&Müller.

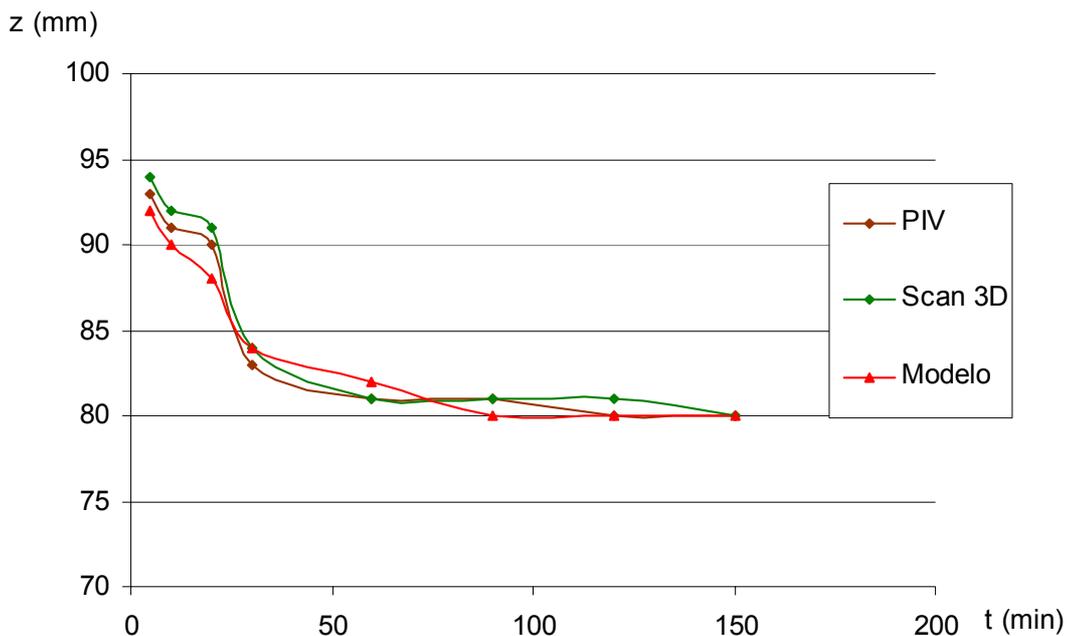


Figura 6.33. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y la experimentación. Sección 7.9

#### 6.2.2.4 Ensayo con caudal de 43 litros/segundo

El segundo ensayo de esta serie de experimentos fue realizado con un caudal mayor, correspondiente a un valor de 43 l/s. El objetivo en este caso fue validar el modelo numérico con un arrastre de sedimentos superior al apartado anterior, pero permitiendo de nuevo que la capa de sedimentos alcanzara el perfil de equilibrio.

En este nuevo ensayo el inconveniente principal fue la imposibilidad de utilizar el Scanner 3D, ya que el incremento de caudal respecto al caso anterior motivó la aparición de perturbaciones en la superficie del fluido. Además de estas perturbaciones, el aumento de calado provocó que este instrumento no pudiera detectar correctamente el perfil del fondo.

Las condiciones del ensayo fueron las siguientes:

Condición de contorno aguas arriba: Caudal = 43 l/s

Condición de contorno aguas abajo: vertido sobre coronación del vertedero

Pendiente horizontal

Diámetro medio de sedimento: 1 milímetro

Intervalo de longitudes de colocación de la capa de arena: 90 centímetros desde la coronación del vertedero (igual que en el ensayo anterior)

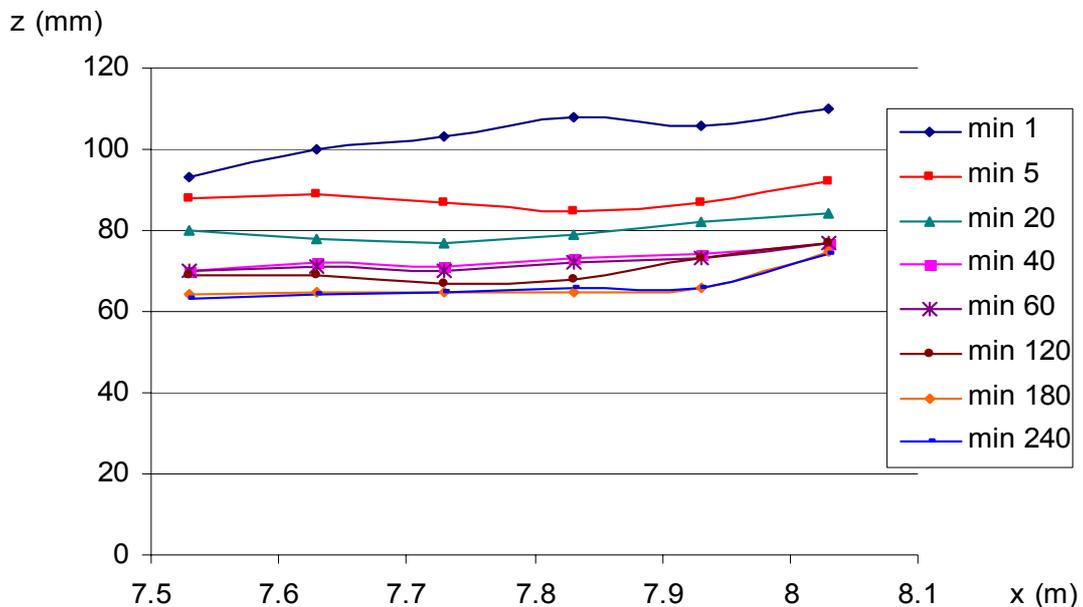
Espesor de la capa de arena: 12 centímetros, enrasando horizontalmente la capa de sedimentos a la altura del vertedero (igual que en el ensayo anterior)

Duración del ensayo: 6 horas

También en este caso las mediciones con el PIV fueron realizadas en la zona cercana al vertedero, con el fin de registrar las evoluciones del campo de velocidades y los perfiles del fondo.

#### 6.2.2.4.1 Resultados generales de la experimentación

Siguiendo el esquema realizado hasta ahora, se indica a continuación una primera figura con la evolución del lecho de arena registrada con PIV en la sección media del canal.



*Figura 6.34. Perfil longitudinal del lecho de arena medido con PIV. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas*

Esta primera figura refleja, ya en el perfil correspondiente al minuto inicial, el incremento de la capacidad erosiva respecto al ensayo anterior, debido a la introducción de un caudal mayor en el canal de laboratorio. Al igual que en aquel caso, durante los primeros minutos el lecho experimenta distintas modificaciones, debido a la adaptación a las condiciones existentes. A partir de un determinado momento, en torno al minuto 20, es cuando la capa de arena muestra mayores cotas en la zona de aproximación al vertedero.

En este caso la duración del ensayo fue notablemente superior, interrumpiendo las mediciones con PIV a las 6 horas. La consecuencia de trabajar con un caudal mayor provocó que el perfil de equilibrio se alcanzara más tarde respecto al caso anterior. De todas formas, es importante destacar que a partir de las 3 horas se registraron pocas variaciones en el perfil del fondo, como puede comprobarse en los resultados anteriores.

#### 6.2.2.4.2 Comparación de resultados hidrodinámicos entre el modelo numérico y la experimentación

La siguiente gráfica refleja los resultados obtenidos con el modelo numérico y la experimentación con PIV en la determinación de la evolución de las velocidades.

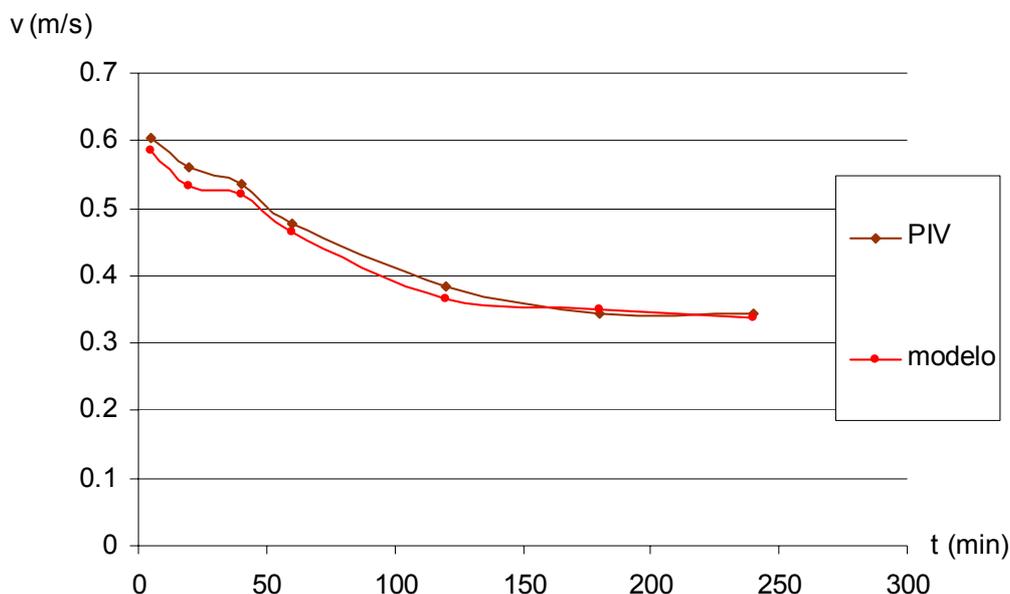


Figura 6.35. Comparación de la evolución temporal de las velocidades con PIV y modelo numérico. Sección 7.8

Un resultado interesante, a diferencia del ensayo realizado con 30 l/s, es que las velocidades no descienden de forma brusca en los primeros intervalos de tiempo. Durante los 40 minutos iniciales de ensayo dichas velocidades se mantienen con valores altos, provocando un arrastre importante de material como se comprobará más adelante. A partir de dicho instante, las velocidades

disminuyen de forma considerable hasta estabilizarse en torno al minuto 180 de ensayo.

#### 6.2.2.4.3 Comparación de resultados morfológicos entre el modelo numérico y la experimentación

El análisis de la variación del fondo se expone a continuación, comenzando con la comparación entre los perfiles del fondo obtenidos con la instrumentación y con el modelo numérico utilizando las fórmulas de transporte de fondo.

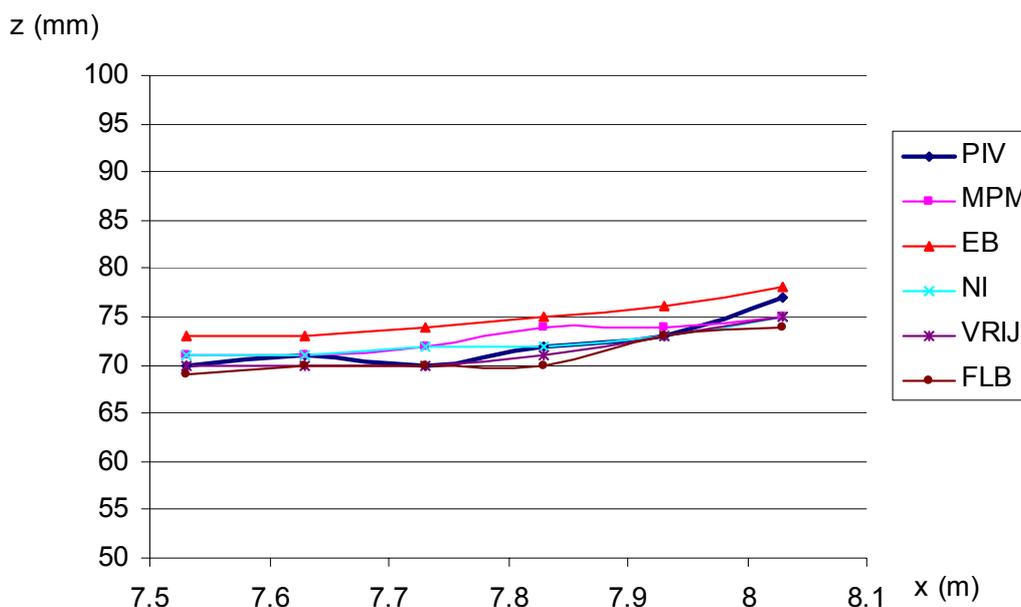


Figura 6.36. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas.  $T = 60$  minutos. Vertedero en sección 8.3

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Meyer-Peter&Müller	0.683
Fórmula de Einstein&Brown	1.265
Fórmula de Nielsen	0.548
Fórmula de Van Rijn	0.447
Fórmula de Fernández-Luque&Van Beek	0.707

Tabla 6.13. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV

La gráfica anterior aporta una novedad respecto a los resultados registrados en ensayos anteriores. En este caso, la fórmula del transporte de fondo de Van Rijn es la que mejor representa la evolución del lecho de arena, mientras que la fórmula de Meyer-Peter&Müller muestra un error mayor que en comparaciones anteriores. La expresión de Einstein&Brown vuelve a ser la que proporciona las

mayores elevaciones del fondo, manteniéndose el comportamiento correcto de las dos expresiones restantes.

En la siguiente figura reflejamos la evolución del fondo registrada con PIV y modelo numérico con las fórmulas de transporte total, en dos instantes de tiempo distintos.

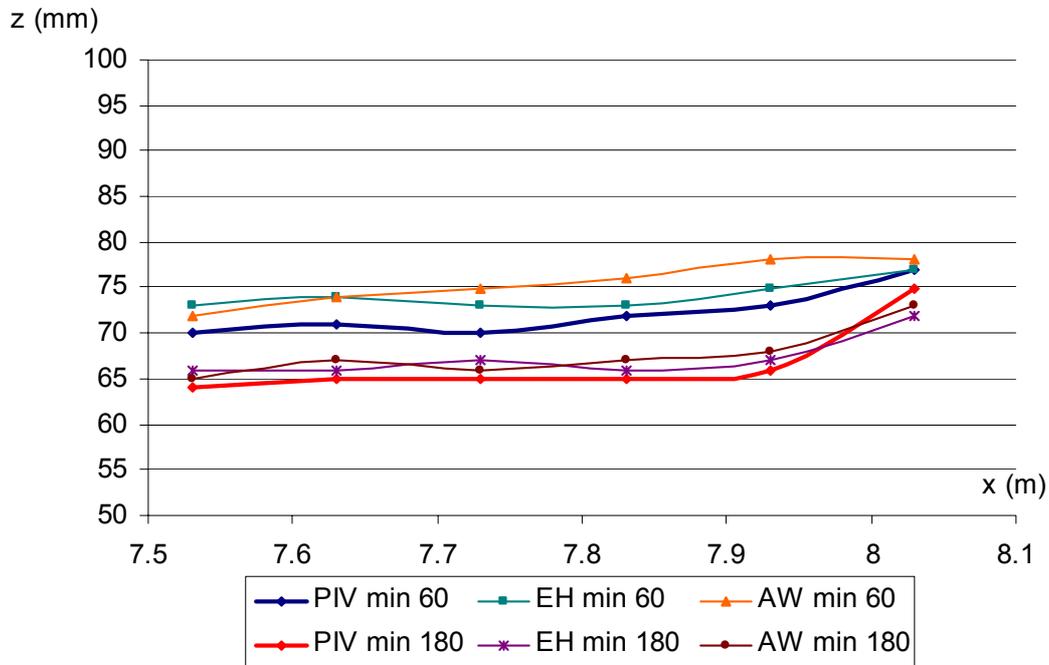


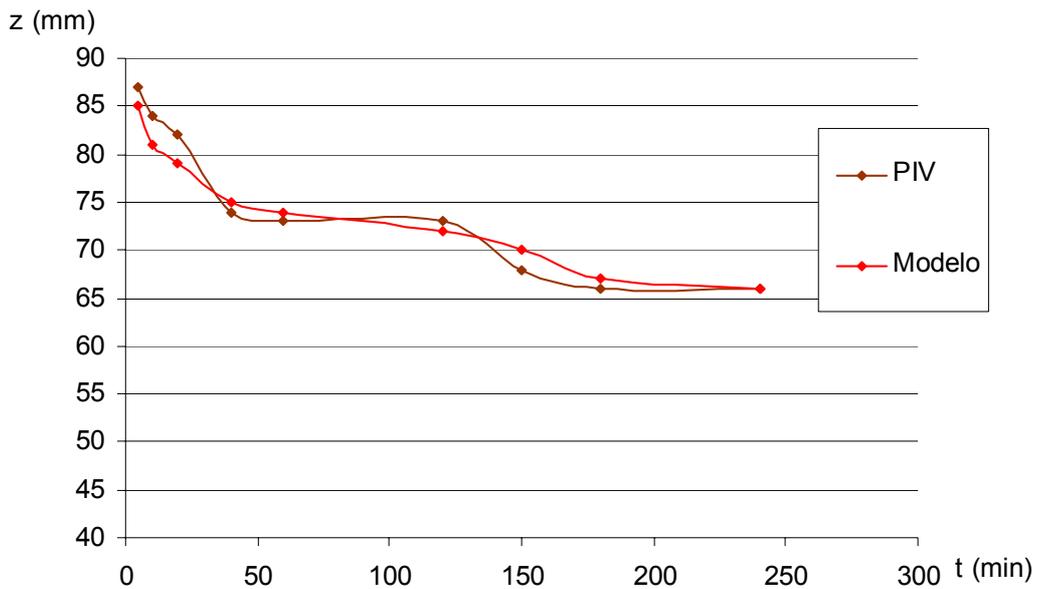
Figura 6.37. Perfil longitudinal del lecho de arena con el modelo numérico y la instrumentación. Distancia al borde aguas arriba del canal en abcisas frente a elevación del fondo en ordenadas. Vertedero en sección 8.3

	Error cuadrático medio (mm)
Fórmula de Engelund Hansen minuto 60	1.033
Fórmula de Ackers&White minuto 60	1.633
Fórmula de Engelund Hansen minuto 180	0.716
Fórmula de Ackers&White minuto 180	0.775

Tabla 6.14. Error cuadrático medio de los resultados obtenidos respecto a las medidas realizadas con PIV

Este resultado no aporta ninguna diferencia con las consideraciones hechas en apartados anteriores. La fórmula de Engelund&Hansen reproduce mejor la evolución del fondo que la expresión de Ackers&White, y en instantes posteriores de tiempo ambas fórmulas ajustan con mayor precisión los valores obtenidos experimentalmente.

La última gráfica muestra la evolución temporal del perfil del fondo obtenida con la instrumentación y con el modelo numérico implementando la fórmula de Meyer-Peter&Müller.



*Figura 6.38. Comparación de la evolución del lecho obtenida con el modelo numérico (fórmula de Meyer-Peter&Müller) y la experimentación. Sección 7.9*

Los resultados reflejan una erosión importante durante los primeros 40 minutos de ensayo, lo que se corresponde con las velocidades altas detectadas en ese intervalo en el apartado anterior. A continuación, el arrastre de material es mucho menor, produciéndose finalmente un nuevo descenso del fondo a partir del minuto 120 hasta alcanzar el perfil de equilibrio.

# NOTACIÓN

## SÍMBOLOS LATINOS

A	Área
$A_i$	Área de los volúmenes finitos
b	Anchura de la capa de transporte de fondo
B	Anchura de la sección transversal de un río o canal
$B_i$	Fuerza gravitatoria por unidad de masa en la dirección $i$
$c_w$	Celeridad de onda
c	Distancia horizontal entre el centro óptico de la cámara del Scanner 3D y el haz láser
$\bar{c}(x, y, z, t)$	Concentración promedio de sedimento
$\bar{c}_b$	Concentración promedio de sedimento en suspensión en el fondo
C	Coefficiente de rugosidad de Chézy
$C_i$	Volúmenes finitos o celdas de la malla
Cr	Número de Courant
$C_x, C_y$	Componentes en planta de la velocidad de variación del fondo
d	Distancia vertical entre el centro óptico de la cámara del Scanner 3D y el fondo del canal
$d_i$	Diámetro de sedimento tal que el $i\%$ del peso de la muestra es menor que dicho diámetro
$d_{ij}$	Distancia entre nodos de la malla de volúmenes finitos
dI	Diferencial de longitud del contorno de los volúmenes finitos
dx	Diferencial de longitud
$d_{50}$	Diámetro geométrico medio de sedimento
$d^*$	Diámetro adimensional de sedimento
D	Factor de deposición de sedimento
$D_{ijkl}$	Tensor de coeficientes de viscosidad
$D_t$	Coefficiente de difusión de remolino o turbulento

$e_{ij}$	Coeficiente de viscosidad de remolino
$E_s$	Factor adimensional de entrada del sedimento en suspensión
$f$	Coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach
$F$	Fuerza sobre un volumen de fluido
$g$	Aceleración de la gravedad
$G$	Densidad relativa de sedimento y fluido
$h$	Calado o altura de lámina de agua
$h_e$	Calado efectivo en un vertedero
$h_f$	Calado aguas abajo de un vertedero
$h_s$	Cota de rozamiento del sedimento
$I_1, I_2$	Integrales de Einstein
$k$	Energía cinética de la fluctuación turbulenta
$k_c$	Rugosidad compuesta
$k_s$	Rugosidad superficial de sedimento
$l$	Ancho del canal de ensayos
$m, M$	Masa de sedimento
$n$	Coeficiente de rugosidad de Manning
$n_i$	Índice de refracción del aire
$n_r$	Índice de refracción del agua
$p_0$	Porosidad
$p_v$	Altura de vertedero
$P$	Presión estática
$P_r$	Perímetro de la celda o volumen finito
$q$	Caudal líquido por unidad de ancho
$q_b$	Caudal sólido de fondo
$q_b^*$	Caudal sólido de fondo adimensional o número de Einstein
$q_s$	Caudal sólido en suspensión
$q_t$	Caudal sólido total
$Q$	Caudal líquido
$r$	Elevación virtual del fondo debida a la refracción en el Scanner 3D
$Re$	Número de Reynolds

$Re^*$	Número de Reynolds granular
$Re_p$	Número de Reynolds de la partícula
$R_h$	Radio hidráulico
$S_0$	Pendiente geométrica del fondo
$S_f$	Pendiente motriz
$t, T$	Tiempo
$(u, v, w)$	Componentes del vector velocidad en tres direcciones perpendiculares
$(\bar{u}, \bar{v}, \bar{w})$	Promedio de las tres componentes del vector velocidad
$(u', v', w')$	Fluctuaciones turbulentas de las tres componentes del vector velocidad
$u, v$	Componentes en planta del vector velocidad
$u(z)$	Velocidad en la sección vertical a una altura $z$
$u^*$	Velocidad de corte o de fricción
$u^*_c$	Velocidad de corte crítica
$u^*_s$	Velocidad de corte del sedimento
$V$	Velocidad media integrada en el calado
$V_{kl}$	Tensor velocidad de deformación
$\vec{V}$	Vector velocidad completo en tres dimensiones
$w_s$	Velocidad de caída del sedimento
$w_v$	Vector de variables de las ecuaciones de aguas someras
$W^n$	Vector de variables de la solución de las ecuaciones de aguas someras en el instante $n$
$(x, y, z)$	Sistema de coordenadas cartesianas
$z$	Variable de la coordenada vertical
$z_m$	Alturas medidas con el Scanner 3D
$z_r$	Alturas reales
$z_v$	Alturas virtuales o relativas obtenidas con el Scanner 3D
$Z(x, y, t)$	Coordenada vertical $z$ en la superficie libre del fluido
$Z_b(x, y, t)$	Coordenada vertical $z$ en el fondo del cauce o canal

## SÍMBOLOS GRIEGOS

$\alpha$	Ángulo del fondo con la horizontal
$\delta_{ij}$	Delta de Kronecker
$\Delta$	Operador Laplaciano
$\Delta_b$	Altura de forma de fondo
$\Delta t$	Intervalo de tiempo
$\Delta x, \Delta y$	Tamaño de la malla en las direcciones $x, y$
$\varepsilon$	Tasa de disipación de energía cinética de turbulencia
$\phi_E$	Parámetro de transporte de Einstein
$\phi_{ij}$	Función flujo discreto
$\gamma$	Peso específico del fluido
$\gamma_s$	Peso específico del sedimento
$\Gamma_i$	Contorno de los volúmenes finitos
$\varphi_E$	Parámetro de fricción de Einstein
$\kappa$	Constante de Von Karman
$\mu$	Viscosidad dinámica del fluido
$\nu$	Viscosidad cinemática del fluido
$\theta_i$	Ángulo incidente en el Scanner 3D
$\theta_r$	Ángulo de refracción en el Scanner 3D
$\theta_s$	Ángulo de reposo del sedimento
$\rho$	Densidad del fluido
$\rho_s$	Densidad del sedimento
$\sigma$	Tensión normal
$\tau_{ij}$	Tensión tangencial en el plano $ij$
$(\tau_{xy})$	Esfuerzos de Reynolds
$\tau_b$	Tensión tangencial en el fondo
$\tau_c$	Tensión tangencial crítica
$\tau_s$	Tensión tangencial en la superficie
$\tau_b^*$	Parámetro de Shields, tensión tangencial en el fondo adimensional

$\tau_c^*$	Tensión tangencial crítica adimensional
$\tau_s^*$	Componente de la tensión tangencial adimensional de fondo por rozamiento del sedimento
$\Psi_{ij}$	Función fuente discreta
$\nabla$	Divergencia

## ACRÓNIMOS

ADV	Acoustic Doppler Velocimeter
CITEEC	Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil
MVF	Método de los volúmenes finitos
PIV	Particle Image Velocimetry

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Ackers, P. & White, W.R. 1973. Sediment transport: new approach and analysis. *Journal of Hydraulics Division, ASCE, No. HY11, USA*
- Adrian, R.J. 1996. Bibliography of Particle Image Velocimetry using imaging methods: 1917-1995. *TAM Report, 817, UILU-ENG-96-6004, Universidad de Illinois, USA*
- Alfrink, B.J. & Van Rijn, L.C. 1983. Two-equation turbulence model for flow in trenches. *Journal of Hydraulics Division, ASCE, volumen 109, número 3*
- Andersen, O.H. & Hedegaard, I.B. & Deigaard, R. & Girolamo, P. & Madsen, P. 1988. Model for morphological changes under waves and current. *IAHR Symposium, Copenhagen, Dinamarca*
- Arithurai, R. & Krone, R.B. 1976. Finite Element model for cohesive sediment transport. *Journal of Hydraulics Division, ASCE, Volumen 102, No. HY3, USA*
- Bateman, P. & Manzano A. & Andreatta, A. 2000. Modelación numérica de flujo no permanente con transporte sólido utilizando el método del volumen finito (MVF). Comparación con los datos experimentales en canal de laboratorio. *XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Córdoba, Argentina, tomo III, páginas 725-735*
- Brigham Young University. 1999. SMS User's Manual. *Brigham Young University – Environmental Modeling Research Laboratory, USA*
- Bonillo, J.J. 2000. Cálculos hidrodinámicos y de transporte de sustancias solubles para flujos turbulentos en lámina libre. *Tesis Doctoral, Universidad de A Coruña, España*
- Bos, M.G. 1989. Discharged measurement structures. *International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI), Publication 20, Holanda*
- Brownlie, W.R. 1981. Prediction of flow depth and sediment discharge in open-channels. *Report nº KH-R-43A. Pasadena: California Institute of Technology, W.M. Keck Laboratory, USA*
- Burguete, J. & García-Navarro, P. 2000. An upwind conservative treatment of source terms in shallow water equations. *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Eccomas 2000, Barcelona, España*
- Brufau, P. 2000. Simulación bidimensional de flujos hidrodinámicos transitorios en geometrías irregulares. *Tesis Doctoral, Universidad de Zaragoza, España*
- Cai, Z. & Mandel, J. & Mc Cormick, S. 1991. The finite volume method for diffusion equations on general triangulations. *Society for Industrial and Applied Mathematics Journal of Numerical Analysis, volumen 28, no. 2, páginas 392-402*
- Celik, I. & Rodi, W. 1988. Modelling suspended sediment transport in nonequilibrium situations. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 114, páginas 1157–1191, USA*
- Chadwick, A. & Morfett, J. 1993. Hydraulics in civil and environmental engineering. *Londres, E&FN Spon, UK*
- Chanson, H. 1999. The hydraulics of open channel flow. *Londres, Arnold, UK*
- Chaudhry, M. 1993. Open channel flow. *Prentice-Hall, Inc., New Jersey, USA*
- Chien, N. & Wan, Z. 1998. Mechanics of sediment transport. *American Society of Civil Engineers Press, Virginia, USA*

- Chow, Ven Te. 1959. Open Channel Hydraulics. *Mc-Graw-Hill, Inc.*
- De Vriend, H.J. 1987. Two and three-dimensional mathematical modelling of coastal morphology. *Delft Hydraulics Communications, n°377, Delft, Holanda*
- De Vries, J.W. & Bailard, M.A. 1988. A simple beach profile response model. *Proceedings of IAHR Symposium Mathematical Modelling Coastal Zone, Copenhagen, Dinamarca*
- Delft Hydraulics. 1991. Verification of the three-dimensional numerical model TRINS; sensitivity analysis. *Report, Z323, Delft, Holanda*
- DHI Software. 2001. MIKE 21: A Modeling System for Estuaries, Coastal Waters and Seas. Sand Transport Module, Short Introduction and Tutorial. *DHI Water & Environment, Hørsholm, Dinamarca*
- Einstein, H.A. 1950. The bedload function for bedload transportation in open channel flows. *Technical Bulletin No. 1026, USDA, Soil Conservation Service, USA*
- Engelund, F. & Hansen, E. 1967. A monograph on sediment transport. *Technisk Forlag, Copenhagen, Dinamarca*
- Exner, F.M. 1925. Über die wechselwirkung zwischen wasser und geschiebe in flüssen. *Sitzenberichte der Academie der Wissenschaften, Viena, Austria, Sec. IIA:134-199*
- Fernández Luque, R. & Van Beek, R. 1976. Erosion and transport of bed sediment. *Journal of Hydraulics Research, volumen 14, páginas 127-144*
- Galappatti, R. & Vreugdenhil, C.B. 1985. A depth-integrated model for suspended sediment transport. *Journal of Hydraulic Research, IAHR, volumen 23, n° 4*
- García, M. & Parker G. 1991. Entrainment of bed sediment into suspension. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 117, páginas 414-435*
- García, M. 2000. Sedimentation and erosion hydraulics. Hydraulic Design Handbook. *To be published by Mc Graw Hill*
- García-Navarro, P. & Vázquez-Cendón, M. E. 2000. On numerical treatment of the source terms in the shallow water equations. *Computers & Fluids volumen 29, páginas 951-979*
- Gómez, B. & Church, M. 1989. An assessment of bed load sediment transport formulae for gravel bed rivers. *Water Resources Research, volumen 25, no. 6, páginas 1161-1186*
- Graf, H.W. 1998. Fluvial hydraulics. *John Wiley&Sons*
- Grant I. 1997. Particle Image Velocimetry: a review. *Proceedings Institute of Mechanical Engineers, 211, páginas 55-76*
- Groenendijk, F. & Roelvink, D. 1992. Differences in behaviour of coastal profiles at Ter Jeijde, Noordwijk and Egmond. The Netherlands. *Report H474, Delft Hydraulics, Delft, Holanda*
- Grupo de de Ingeniería Oceanográfica y de Costas (G.I.O.C.) de la Universidad de Cantabria. 2001. Sistema de Modelo Costero (SMC). Manuales de referencia y Manuales del Usuario.
- Harten, A. 1984. On a class of high resolution total-variation-stable finite-difference schemes. *Society for Industrial and Applied Mathematics, Journal of Numerical Analysis, volumen 21, n° 1, páginas 1-23*
- HEC-RAS (Hydrological Engineering System - River Analysis System). 2001. User's Manual, Hydraulic Reference Manual and Applications Guide. *US Army Corps of Engineers, reports n° CPD-68, CPD-69 y CPD-70, Davis, CA, USA*

- Herschy, R.W. 1999. *Hydrometry: Principles and Practices*. John Wiley&Sons, UK
- Hinsch, K.D. 1993. Particle Image Velocimetry. *Speckle Metrology*, editorial R.S. Sirohi, Marcel Dekker, New York, páginas 235-323
- HR Wallingford, 1990. *Sediment Transport, The Ackers and White Theory Revised*. Report SR 237, Wallingford, UK
- Julien, P.Y. 1995. *Erosion and Sedimentation*. Cambridge University Press, Cambridge, UK
- Kerssens, P.J.M. 1974. Adjustment length of suspended sediment transport. *Delft University of Technology, Delft, Holanda*
- Krone, R.B. 1962. Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes. *University of Berkeley, California, USA*
- LaVision. 2000. PIV Hardware Manual for Davis 5. *Editado por LaVision, Göttingen, Alemania*
- LeVeque, R. & Yee, H.C. 1990. A study of numerical methods for hyperbolic conservation laws with stiff source terms. *Journal of Computational Physics*, volumen 86, páginas 187-210
- Liu, P. & Losada, I. 2000. El modelado matemático de la propagación del oleaje en Ingeniería de Costas. *Ingeniería del Agua*, volumen 7, no. 1, páginas 37-46
- Manteuffel, T. & White, A.B. 1986. The numerical solution of second order boundary value problem on non uniform meshes. *Mathematics of Computation*, volumen 47, páginas 511-536
- Martín Vide, J.P. 1997. *Ingeniería Fluvial*. Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Cataluña, España
- McAnally, W.H. & Letter, J.V. & Thomas, W.A. 1986. Two and three-dimensional modelling systems for sedimentation. *Proceedings of Third International Symposium on River Sedimentation, Jackson, USA*
- Meyer-Peter, E. & Müller, R. 1948. Formulas for bedload transport. *Proceedings of the Second Congress of the International Association for Hydraulic Research, Stockholm, 39-64*
- Meynart, A. 1983. Mesure de champs de vitesse d'écoulement fluides par analyse de suites d'images obtenues par diffusion d'un feuillet lumineux, *Tesis Doctoral. Faculté de Sciences Appliquées, Université Libre de Bruxelles, Bélgica*
- Montero, P. 1999. Estudio de la hidrodinámica de la ría de Vigo mediante un modelo de volúmenes finitos. *Tesis Doctoral, Facultad de Física, Universidad de Santiago de Compostela, España*
- Nielsen, P. 1992. Coastal bottom boundary layers and sediment transport. *Advances Series on Ocean Engineering*, volumen 4, World Scientific Publishing Singapore
- Olsen, N.R.B. 1994. SSIIM – A three-dimensional numerical model for simulation of water and sediment flow. *Hydraulic Engineering Software V*, volumen 2, Computational Mechanics Publications
- Parthenaides, E. 1965. Erosion and deposition of cohesive soils. *American Society of Civil Engineers*, volumen 91 (HY1), páginas 105-139
- Peña, E. & Valiño, H. & Rabuñal, J. & Puertas, J. 2000. Estudio del rendimiento de un dispositivo de aforo tipo Neyrpic con distintos grados de colmatación. *XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Córdoba, Argentina*

- Peña, E. & Fe, J. & Sánchez-Tembleque, F. & Puertas, J. 2002. A 2D numerical model using finite volume method for sediment transport in rivers. *International Conference on Fluvial Hydraulics. Louvain-la-Neuve, Bélgica*
- Puertas, J. & Sánchez, M. 2001. Hidráulica. *Servicio de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, España*
- Polhemus. 1998. Hand held laser scanner user's manual. *Vermont, Polhemus Incorporated, USA*
- Raffel, M. & Willert, C.E. & Kompenhans, J. 2000. Particle image velocimetry. A practical guide. *Springer 3<sup>rd</sup> edition*
- Raudkivi, A. J. 1998. Loose boundary hydraulics. *Editorial Balkema, Rotterdam, Holanda*
- Rodi, W. 1980. Turbulence Models and Their Application in Hydraulics: A State of the Art Review. *University of Karlsruhe, Karlsruhe, Alemania*
- Roelvink, D. 1992. Two-dimensional horizontal morphological changes due to currents and waves. *Report H824.52, Delft Hydraulics, Delft, Holanda*
- Schoellhamer, D.H. 1988. Two-dimensional lagrangian simulation of suspended sediment. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 114, nº 10*
- Shimizu, Y. & Yamaguchi, H. & Itakura, T. 1990. Three-dimensional computation of flow and bed deformation. *Journal of Hydraulic Engineering, volumen 116, número 9*
- Smith, T.J. & O'Connor, B.A. 1977. A two-dimensional model for suspended sediment transport. *IAHR-Congress, Baden-Baden, Alemania*
- Struiksmá, N. & Olesen, K.W. & Flokstra, C. & de Vriend, H.J. 1984. Bed deformation in curved alluvial channels. *Journal of Hydraulic Research, volumen 23, nº 1*
- Tichonov, A.N. & Samarskii, A.A. 1962. Homogeneous difference schemes on nonuniform nets. *Zh. Vychisl. Mat. I. Mat. Fiz, 2, páginas 812-832*
- Toro, M. & Meijer, K. & Van Rijn, L.C. 1989. Quasi-3D and fully-3D modelling of suspended sediment transport. *International Symposium Sediment Transport Modelling, New Orleans, USA*
- Toro, E.F. 1997. Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics. A practical introduction. *Springer-Verlag, Berlin, Alemania*
- Vanoni, V.A. 1975. Sedimentation Engineering. *American Society of Civil Engineers, Manuals and Reports on Engineering Practice nº 54, New York, USA*
- Van Leer, B. 1977. Towards the ultimate conservative difference scheme III. Upstream centered difference schemes for ideal compressible flow. *Journal of Computational Physics, 23, páginas 263-275*
- Van Rijn, L.C. 1984. Sediment transport, Part II: Suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, nº 11*
- Van Rijn, L.C. 1989. State of the Art of Sediment Transport Modelling. *International Symposium on Sediment Transport Modelling*
- Van Rijn, L.C. 1990. Field verification of 2D and 3D suspended sediment models. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 116, nº 10*
- Van Rijn, L.C. 1993. Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. *Aqua Publications, Amsterdam, Holanda*
- Vázquez-Cendón, M.E. 1994. Estudio de esquemas descentrados para su aplicación a las leyes de conservación hiperbólicas con términos fuente. *Tesis Doctoral, Universidad de Santiago de Compostela, España*

- Vázquez-Cendón, M.E. 1999. Improved treatment of source terms in upwind schemes for the shallow water equations in channels with irregular geometry. *Journal of Computational Physics* volumen 148, páginas 497-526
- Versteeg, H.K. & Malalasekera, W. 1995. An introduction to computational fluid dynamics. The finite volume method. *Addison Wesley Longman Ltd. Essex, UK*
- Wang, S.S.Y. & Adef, S.E.F. 1986. Three-dimensional modelling of river sedimentation processes. *Third International Symposium on River Sedimentation, University of Mississippi, USA*
- Wang, Z.B. 1989. Mathematical modelling of morphological processes in estuaries. *Tesis Doctoral. Delft University of Technology, Delft, Holanda*
- Westerweel J. 1993. Digital Particle Image Velocimetry – Theory and applications. *Tesis Doctoral. Delft University Press, Delft, Holanda*
- Williams, D.T. & Julien, P.Y. 1989. Applicability index for sand transport equations. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 115, no. 11, páginas 1578-1581*
- Wu, W. & Rodi, W. & Wenka, T. 2000. 3D Numerical Modelling of Flow and Sediment Transport in Open Channels. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 126, no. 1, páginas 4-15*
- Yang, C.T. & Wan, S. 1991. Comparisons of selected bed-material load formulas. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, volumen 117, no. 8, páginas 973-989*