

Universidad Politécnica de Cartagena

Grado en Ingeniería Civil

**Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas**

***Análisis y evaluación del transporte de
sedimentos en la Rambla del Albujón***

Francisca Marco Cutillas

Director:

D. José María Carrillo Sánchez

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2015

AGRADECIMIENTOS

Quiero aprovechar estas líneas para agradecer a todas las personas que me han ayudado y me han apoyado a lo largo de estos años de gran esfuerzo por la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas.

A todos los profesores, en especial al Área de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Civil, de la Universidad Politécnica de Cartagena, por su dedicación y su esfuerzo, quienes me han aportado todos los conocimientos profesionales y personales para llegar a finalizar con éxito esta etapa.

El mayor de los agradecimientos para el que ha sido mi tutor en este trabajo. D. José María Carrillo Sánchez, por la incondicional ayuda prestada incluso en los momentos más estresantes y por compartir conmigo todos sus conocimientos. Gracias también por mostrarme más de cerca el mundo de la hidráulica, que me parece fascinante y espero conocer mucho más de él. Por toda su paciencia y dedicación, muchísimas gracias.

A D. Luis G. Castillo, excelente profesional y docente, por darme la oportunidad de realizar la beca de colaboración, que tanto ha significado para mí, con el departamento de hidráulica.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1. Antecedentes:.....	15
1.2. Justificación del estudio:.....	18
1.2.1. Descripción de la rambla:.....	19
1.2.2. Delimitación de la zona de estudio:	23
2. OBJETIVOS.....	26
3. RESUMEN.....	27
3.1. Sistemas de Información Geográfica:.....	27
3.2. Estudio de capacidad hidráulica de distintos puentes:.....	27
3.2.1. Localización:	27
3.2.2. Capacidad hidráulica del Puente de San Francisco:.....	29
3.2.3. Comparación de la capacidad hidráulica de los distintos puentes:	30
3.3. Validación de las formulaciones de transporte de sedimentos:	31
3.4. Análisis de toda la cuenca:.....	34
4. FUNDAMENTOS BÁSICOS.....	36
4.1. Sistemas de Información Geográfica (SIG).....	37
4.1.1. Definición de SIG:	37
4.1.2. Elementos de un SIG:.....	38
4.1.3. Funciones básicas de un SIG:.....	39
4.1.4. ArcGIS®:	40
4.2. HEC-GeoRAS.....	41
4.3. HEC-RAS	42
4.3.1. Descripción:	42
4.3.2. Componentes:.....	42
4.3.3. Limitaciones de HEC-RAS:.....	44
4.3.4. Conceptos teóricos:	45
4.3.4.1. Ecuación de la energía:	45

4.3.4.2.	Subdivisión de la sección transversal para el cálculo del caudal:	47
4.3.4.3.	Coficiente de Manning:	49
4.3.4.4.	Cálculo de la energía cinética:	50
4.3.4.5.	Evaluación de la pérdida por fricción:	51
4.3.4.6.	Pérdidas por expansiones y contracciones:	53
4.3.4.7.	Método de cálculo:	54
4.3.4.8.	Verificación de condición crítica:	57
4.3.4.9.	Cantidad de movimiento:	60
4.3.4.10.	Modelización de puentes:	65
4.3.4.10.1.	Áreas de flujo inefectivas:	68
4.3.5.	Limitaciones del programa para el flujo permanente:.....	69
4.3.6.	Transporte de sedimentos:.....	70
4.3.6.1.	Transporte de sedimentos en cauces naturales:.....	70
4.3.6.1.1.	Propiedades de los sedimentos:	76
4.3.6.1.1.1.	Tamaño:	76
4.3.6.1.1.2.	Distribución granulométrica:	78
4.3.6.1.1.3.	Distribuciones teóricas:.....	79
4.3.6.1.1.4.	Desviación estándar:	79
4.3.6.1.1.5.	Forma de la partícula:	79
4.3.6.1.1.6.	Ángulo de Reposo:.....	80
4.3.6.1.1.7.	Densidad:	81
4.3.6.1.1.8.	Peso específico:.....	81
4.3.6.1.1.9.	Velocidad de sedimentación de la partícula :	81
4.3.6.1.1.10.	Gravedad específica:.....	82
4.3.6.1.1.11.	Peso específico sumergido:.....	82
4.3.6.1.1.12.	Concentración:	82
4.3.6.1.1.13.	Porosidad:	82
4.3.6.1.2.	Inicio del movimiento de partículas en cauces naturales:.....	82
4.3.6.1.3.	Distribución del transporte de sedimentos:.....	85

4.3.6.1.	Modelo matemático para el estudio de procesos de flujo. HEC-RAS:	88
4.3.6.1.1.	Flujo cuasi-transitorio:	89
4.3.6.1.2.	Duración del flujo:	89
4.3.6.1.3.	Incremento de cálculo:	89
4.3.6.1.4.	Tiempo de mezclado en el lecho:	90
4.3.6.1.5.	Continuidad de sedimento:	90
4.3.6.1.6.	Cálculo de la capacidad de transporte:	91
4.3.6.1.7.	Tipos de partículas:	91
4.3.6.2.	Capacidad de transporte de sedimentos en HEC-RAS:	92
4.3.6.3.	Conceptualización del modelo matemático en HEC-RAS :	94
4.3.6.3.1.	Velocidad de caída:	94
4.3.6.3.2.	Gradación del sedimento:	96
4.3.6.3.3.	Potencial de transporte de sedimentos:	97
4.3.6.3.4.	Funciones de transporte de sedimentos:	97
4.3.6.3.4.1.	Ackers-White:	99
4.3.6.3.4.2.	Engelund-Hansen:	100
4.3.6.3.4.3.	Laursen:	101
4.3.6.3.4.4.	Meyer-Peter&Müller:	102
4.3.6.3.4.5.	Toffaletti:	103
4.3.6.3.4.6.	Yang:	105
4.3.6.3.4.7.	Wilcock:	106
5.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN	108
5.1.	Sistemas de información geográfica:	108
5.1.1.	Extensión HEC-GeoRAS:	108
5.1.1.1.	Creación de un archivo en ArcMap:	108
5.1.1.2.	Añadir o crear un Modelo Digital del Terreno:	108
5.1.1.3.	Crear capas de información:	110
5.1.1.3.1.	Línea central del cauce principal: delimitación del talweg (Stream Centerline):	110

5.1.1.3.2.	Delimitación del cauce principal (Banks Lines):.....	111
5.1.1.3.3.	Trayectorias del flujo en el cauce principal y en las llanuras de inundación (Flowpaths Centerlines):.....	112
5.1.1.3.4.	Secciones de corte transversal (Cross-Sections Cut-Lines):.....	114
5.1.1.3.5.	Puentes (Bridges):.....	118
5.1.1.3.6.	Áreas de flujo inefectivas (Ineffective Flow Areas):.....	119
5.1.1.3.7.	Usos del suelo (Land Use):.....	120
5.1.2.	Exportación a HEC-RAS:	122
5.2.	HEC-RAS:	123
5.2.1.	Interfaz:	123
5.2.2.	Geometría:.....	124
5.2.2.1.	Secciones transversales:	124
5.2.2.1.1.	Interpolación de secciones transversales:	125
5.2.2.2.	Puentes:	125
5.2.3.	Análisis de la capacidad hidráulica de distintos puentes:	137
5.2.3.1.	Condiciones de contorno:.....	137
5.2.3.2.	Estudio de la capacidad hidráulica de distintos puentes:	138
5.2.4.	Transporte de sedimentos:.....	146
5.2.4.1.	Caudales:	146
5.2.4.2.	Granulometría:	146
5.2.4.3.	Validación del modelo de transporte de sedimentos:.....	148
5.2.4.4.	Análisis del transporte de sedimentos en la Rambla del Albuñón:..	161
6.	CONCLUSIONES.....	166
6.1.	Sistemas de Información Geográfica:	166
6.2.	Capacidad hidráulica:	166
6.3.	Validación de las formulaciones de transporte de sedimentos:	167
6.4.	Análisis de toda la cuenca:.....	168
7.	BIBLIOGRAFÍA	169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Localización de la Rambla del Albuñón (Plano de carreteras de la Región de Murcia, 2014). 16

Figura 1.2. Imagen correspondiente al vuelo de 1930 de Ruiz de Alda (Fototeca digital, Instituto Geográfico Nacional). 17

Figura 1.3. Ortofoto de la desembocadura de la Rambla del Albuñón en el año 2002 (Cartomur). 18

Figura 1.4. Cuenca de aporte de la Rambla del Albuñón (Salvador, 2010). 19

Figura 1.5. Mapa de la litología de la Cuenca del Albuñón (García, 2012). 20

Figura 1.6. Modelo digital de precipitación anual (Confederación Hidrográfica del Segura). 21

Figura 1.7. Hidrogamas de avenida de la Cuenca del Albuñón (Castillo y Marín, 2011). 22

Figura 1.8. Ortofoto de la zona de estudio (Cartomur, Vuelo del 2009). 23

Figura 1.9. Desembocadura de la Rambla del Albuñón el 27 de septiembre del 2009 (García, 2012). 24

Figura 1.10. Delimitación de la parte alta (amarillo) y la parte baja (rosa) de la Rambla del Albuñón. 24

Figura 1.11. Parte alta de la rambla analizada con HEC-RAS. 25

Figura 1.12. Parte baja de la rambla analizada con HEC-RAS. 25

Figura 3.1. Situación de los puentes de estudio a lo largo de la Rambla del Albuñón. . 28

Figura 3.2. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012. 30

Figura 3.3. Simulación numérica del puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012. 30

Figura 3.4. Curva de gasto y velocidad de paso de los distintos puentes analizados 31

Figura 3.5. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con todas las formulaciones presentes en el programa. 32

Figura 3.6. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.....	33
Figura 3.7. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Yang.	33
Figura 3.8. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.	35
Figura 3.9. Concentración de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.	35
Figura 3.10. Sedimento acumulado al final del evento en función del caudal pico del hidrograna correspondiente en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.	35
Figura 4.1. Mapas ráster y vectoriales superpuestos con SIG (Telecentro Regional en Tecnologías Geoespaciales, Fundamentos de Sistemas de Información Geográfica)....	37
Figura 4.2. Aplicaciones de los SIG (Sadim Ingeniería).....	38
Figura 4.3. Elementos de un SIG (Ecología del Paisaje y Modelación de Ecosistemas).	39
Figura 4.4. Representación de los términos de la ecuación de la energía. (Adaptación de HEC-RAS, 2010).....	46
Figura 4.5. Método de subdivisión del caudal usado en HEC-RAS (HEC-RAS, 2010).48	
Figura 4.6. Obtención de la línea media de energía (HEC-RAS, 2010).....	50
Figura 4.7. Diagrama de energía frente a calado (HEC-RAS, 2010).....	58
Figura 4.8. Sección compuesta de un canal y diagrama de la energía frente al calado (HEC-RAS, 2010).	60
Figura 4.9. Corte longitudinal del cauce (HEC-RAS, 2010).....	62
Figura 4.10. Paso del agua por debajo del tablero del puente.	65
Figura 4.11. Paso del agua por encima del tablero del puente.	66
Figura 4.12. Ubicación de las secciones transversales de las inmediaciones de los puentes (HEC-RAS, 2010).	68
Figura 4.13. Sección transversal cerca de los puentes (HEC-RAS, 2010).....	69

Figura 4.14. Diagrama de Shields para sedimentos en agua (Chanson, 2004).....	75
Figura 4.15. Diámetro nominal de partículas (Rocha Felices, 1998).	77
Figura 4.16. Diámetro de sedimentación de partículas (Rocha Felices, 1998).	78
Figura 4.17. Diámetro de cribado de partículas (Rocha Felices, 1998).	78
Figura 4.18. Ángulo de reposo de una partícula que depende principalmente de la forma de la partícula, (Lilian Posada, 1994).	80
Figura 4.19. Tipos de transporte de sedimentos (Adaptado de Maza, 1987).	86
Figura 4.20. Discretización de las series de flujo (HEC-RAS, 2010).	90
Figura 4.21. Capacidad de transporte entre secciones, (HEC-RAS, 2010).	91
Figura 4.22. Clasificación del material de sedimento según tamaño (HEC-RAS, 2010).	92
Figura 5.1. MDT utilizado en la zona de la Rambla del Albuñón.....	109
Figura 5.2. Ortofoto utilizado en la zona de la Rambla del Albuñón.....	109
Figura 5.3. Creación del cauce principal en la Rambla del Albuñón sobre la malla o MDT.	111
Figura 5.4. Creación del cauce principal en la Rambla del Albuñón sobre la ortofoto.	111
Figura 5.5. Creación de las delimitaciones del cauce principal sobre la malla o MDT.	112
Figura 5.6. Creación de las delimitaciones del cauce principal sobre la ortofoto.	112
Figura 5.7. Creación de las trayectorias de flujo sobre la malla o MDT.....	113
Figura 5.8. Creación de las trayectorias de flujo sobre la ortofoto.....	113
Figura 5.9. Cartografía de inundaciones para un periodo de retorno de 50 años sobre la zona de estudio (Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas, 2014).	114
Figura 5.10. Cartografía de inundaciones para un periodo de retorno de 100 años sobre la zona de estudio (Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas, 2014).	115
Figura 5.11. Cartografía de inundaciones para un periodo de retorno de 500 años sobre la zona de estudio (Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas, 2014).	115
Figura 5.12. Creación de las secciones transversales sobre la malla o MDT.....	116
Figura 5.13. Creación de las secciones transversales sobre la cartografía de inundaciones de periodo de retorno de 100 años.....	116
Figura 5.14. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte alta de la zona de estudio.....	117

Figura 5.15. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte alta de la zona de estudio.....	117
Figura 5.16. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte media de la zona de estudio.....	117
Figura 5.17. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte baja de la zona de estudio.....	117
Figura 5.18. Sección transversal afectada por carreteras.....	118
Figura 5.19. Creación de la posición de los puentes y algunas carreteras importantes sobre la ortofoto.....	118
Figura 5.20. Creación de las áreas de flujo inefectivas debido a la presencia de puentes a lo largo de la Rambla del Alujón.....	119
Figura 5.21. Creación de las áreas de flujo inefectivas de los dos puentes de la zona alta de la Rambla del Alujón.	119
Figura 5.22. Creación de las áreas de flujo inefectivas del puente de la zona media de la Rambla del Alujón.....	120
Figura 5.23. Creación de las áreas de flujo inefectivas del puente de la zona baja de la Rambla del Alujón.....	120
Figura 5.24. Capa de usos de suelo del CORINE Land Cover 2006 en el área de estudio.	121
Figura 5.25. Interfaz de HEC-RAS.	123
Figura 5.26. Situación de los puentes de estudio a lo largo de la Rambla del Alujón.	126
Figura 5.27. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo visto desde aguas arriba.	127
Figura 5.28. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo visto desde aguas abajo.	127
Figura 5.29. Puente de San Francisco acotado en AutoCAD (cotas en m).	127
Figura 5.30. Detalle del puente de San Francisco introducido en HEC-RAS.	127
Figura 5.31. Editor del tablero para el puente de San Francisco introducido en HEC-RAS.	128
Figura 5.32. Editor de pilas para el puente de San Francisco introducido en HEC-RAS.	128

Figura 5.33. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de San Francisco.....	128
Figura 5.34. Puente de la gasolinera Garcerán situado en Fuente Álamo visto desde aguas arriba.....	129
Figura 5.35. Puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo visto desde aguas arriba acotado en AutoCAD (cotas en m).....	129
Figura 5.36. Puente de la gasolinera Garcerán situado en Fuente Álamo visto desde aguas abajo.	130
Figura 5.37. Puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo visto desde aguas abajo acotado en AutoCAD (cotas en m).....	130
Figura 5.38. Detalle del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo introducido en HEC-RAS.	131
Figura 5.39. Editor del tablero para el puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo introducido en HEC-RAS.....	131
Figura 5.40. Editor de pilas para el puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo introducido en HEC-RAS.....	131
Figura 5.41. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo.....	132
Figura 5.42. Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón visto desde aguas arriba.....	132
Figura 5.43. Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón visto desde aguas abajo.	132
Figura 5.44. Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón acotado en AutoCAD (cotas en m).....	133
Figura 5.45. Detalle del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón introducido en HEC-RAS.....	133
Figura 5.46. Editor del tablero para el puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón introducido en HEC-RAS.	134
Figura 5.47. Editor de pilas para el puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón introducido en HEC-RAS.....	134
Figura 5.48. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón.....	134
Figura 5.49. Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura visto desde aguas abajo.....	135

Figura 5.50. Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura acotado en AutoCAD (cotas en m).....	135
Figura 5.51. Detalle del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura introducido en HEC-RAS.....	136
Figura 5.52. Editor del tablero para el puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura introducido en HEC-RAS.....	136
Figura 5.53. Editor de pilas para el puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura introducido en HEC-RAS.	136
Figura 5.54. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura.	137
Figura 5.55. Simulación numérica del puente de San Francisco para diferentes caudales.	140
Figura 5.56. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012.....	140
Figura 5.57. Simulación numérica del puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012.....	140
Figura 5.58. Simulación numérica del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo para diferentes caudales.....	142
Figura 5.59. Simulación numérica del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón para diferentes caudales.....	143
Figura 5.60. Simulación numérica del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura para diferentes caudales.....	145
Figura 5.61. Curva de gasto y velocidad de paso de los distintos puentes analizados.	146
Figura 5.62. Muestra para obtener la granulometría de la Rambla del Albuñón (García, 2012).....	147
Figura 5.63. Curvas granulométricas de la Rambla del Albuñón (Castillo y Marín, 2011).	148
Figura 5.64. Sección tipo de la parte alta de la Rambla del Albuñón utilizada para la validación del modelo.....	148
Figura 5.65. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Meller-Peter&Müller.....	149
Figura 5.66. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Yang.	150

Figura 5.67. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Ackers-White. 151

Figura 5.68. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Engelund-Hansen. 152

Figura 5.69. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Laursen. 153

Figura 5.70. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Wilcock. 154

Figura 5.71. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Toffaleti. 155

Figura 5.72. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con todas las formulaciones presentes en el programa. 156

Figura 5.73. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con todas las formulaciones presentes en el programa. 157

Figura 5.74. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller. 160

Figura 5.75. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Yang. 160

Figura 5.76. Hidrogramas para el cálculo del análisis de transporte de sedimentos a lo largo de la Rambla del Albuñón. 162

Figura 5.77. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller. 163

Figura 5.78. Concentración de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller. 164

Figura 5.79. Sedimento acumulado al final del evento en función del caudal pico del hidrograma correspondiente en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller. 165

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Caudales máximos para diferentes periodos de retorno (Castillo y Marín, 2011).....	22
Tabla 3.1. Capacidad hidráulica del puente de San Francisco para diferentes caudales.	29
Tabla 3.2. Áreas de paso y caudales de los diferentes puentes de estudio.	30
Tabla 4.1. Expresión más apropiada en función de las condiciones de flujo presentes (Ortiz, 2009).	53
Tabla 4.2. Valores del coeficiente C.....	53
Tabla 4.3. Coeficientes de arrastre de las pilas de puentes en el método de la cantidad de movimiento.....	66
Tabla 4.4. Coeficientes K de pilas de puentes en el método de la ecuación de Yarnell. 67	
Tabla 4.5. Rangos de aplicabilidad del diagrama de Shields para distintos regímenes de flujo turbulento (Chanson, 2004).....	75
Tabla 4.6. Velocidad de caída (Toffaleti, 1968), (HEC-RAS, 2010).....	95
Tabla 4.7. Rango de valores de entrada para las funciones de transporte de sedimentos (HEC-RAS, 2010).	98
Tabla 5.1. Tabla que recoge usos de suelo y números de Manning de la zona de estudio.	122
Tabla 5.2. Simulación numérica del puente de San Francisco en Fuente Álamo para diferentes caudales.....	139
Tabla 5.3. Simulación numérica del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo para diferentes caudales.....	141
Tabla 5.4. Simulación numérica del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón para diferentes caudales.....	143
Tabla 5.5. Simulación numérica del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura para diferentes caudales.	144
Tabla 5.6. Áreas de paso y caudales de los diferentes puentes de estudio.	145
Tabla 5.7. Datos de las curvas granulométrica de la Rambla del Albuñón (Castillo y Marín, 2011).....	147

Tabla 5.8. Comprobación de los resultados obtenidos con las fórmulas empíricas y con el programa HEC-RAS para la formulación de Meyer-Peter&Müller (1948). 158

Tabla 5.9. Comprobación de los resultados obtenidos con las fórmulas empíricas y con el programa HEC-RAS para la formulación de Yang (1984). 159

1. INTRODUCCIÓN

Los flujos torrenciales hiperconcentrados que se presentan en las ramblas de la geografía peninsular provocan grandes inundaciones con efectos muy destructivos sobre el medio y las personas. Este hecho se está viendo incrementado por el cambio climático, con un efecto directo sobre la frecuencia e intensidad de la precipitación. Recientes observaciones muestran que en estas zonas se producen lluvias más intensas y menos frecuentes. Estas características se traducen en la concentración de los recursos en un número escaso de avenidas con elevados caudales y velocidades, y una gran proporción de transporte de materiales sólidos.

Dichos flujos no pueden captarse con los sistemas habituales presa-embalse, ya que la elevada concentración de sedimentos los inutilizaría en poco tiempo. Se requiere la construcción de sistemas de control y captación específicamente diseñados para este tipo de flujos.

Para llegar al análisis de los parámetros de diseño de los posibles sistemas de captación, previamente se han de conocer las características hidrológicas e hidráulicas de los cauces donde se situarán dichas obras. Dentro de la caracterización de los cauces efímeros propios de zonas semiáridas, la cuantificación de la capacidad de transporte de sedimentos es imprescindible.

Ateniendo a la problemática, y basándonos en experiencias similares y en los principales resultados publicados por Castillo *et al.* (2000, 2009, 2011), en este Trabajo Fin de Grado se presentan los principales resultados de la caracterización hidráulica y de transporte de sedimentos en la Rambla del Albuñón, situada en el Campo de Cartagena (Región de Murcia).

1.1. Antecedentes:

La Rambla del Albuñón, situada en la Región de Murcia (España), forma parte de la Cuenca Hidrográfica del Segura, y es la principal red de drenaje de la comarca del Campo de Cartagena.

Constituye el límite natural del término municipal de Cartagena con los términos municipales de Fuente Álamo, Torre Pacheco, Los Alcázares y en un pequeño tramo con el término municipal de Murcia. La desembocadura se produce en el Mar Menor, entre las poblaciones de Los Alcázares y Los Urrutias (Figura 1.1).

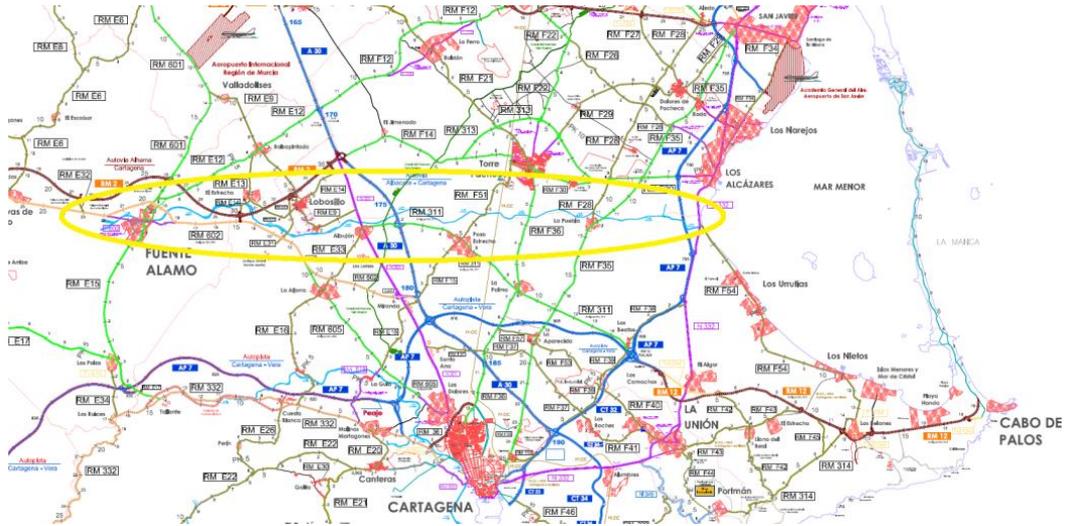


Figura 1.1. Localización de la Rambla del Albuñón (Plano de carreteras de la Región de Murcia, 2014).

Esta Rambla nace en la Sierra de Carrascoy. Recibe el nombre de Rambla de Fuente Álamo en su recorrido por el término municipal condicha población. En su camino hasta la desembocadura recoge el caudal de otros cauces, como las ramblas de la Azohía, el Fraile y la Murta. Es a partir de su confluencia con la Rambla de la Murta, cuando toma la denominación de “Rambla del Albuñón”.

El cauce, que permanece seco durante gran parte del año, sólo entra en funcionamiento en la canalización de las aguas procedentes de grandes tormentas de carácter esporádico, de gran magnitud y escasa duración.

En varias ocasiones durante el siglo XX, la Rambla del Albuñón ha desbordado y causado grandes desastres naturales en los términos del Albuñón, Torre Pacheco, La Puebla y especialmente en su desembocadura, como puede observarse en las ortofotos históricas (Figura 1.2).



Figura 1.2. Imagen correspondiente al vuelo de 1930 de Ruiz de Alda (Fototeca digital, Instituto Geográfico Nacional).

En la mejora de la canalización de las aguas pluviales recogidas por esta rambla, en el pasado se construyeron a lo largo del cauce distintos partidores (muros construidos de piedra y argamasa) para que sus aguas llegaran a la desembocadura desprovistas de sus episódicas torrencialidades. Sin embargo, demostraron ser insuficientes para avenidas extremas.

En los años 70, con la llegada del trasvase Tajo-Segura al Campo de Cartagena, se acometen las actuaciones más importantes, las cuales están englobadas como complemento del propio trasvase (Decreto 693/72 de 9 de marzo de 1972), donde se establecen dos grandes zonas regables, y se aprueba el Plan General de Transformación que dividió las mencionadas zonas en 21 sectores con independencia hidráulica, coordinado entre el Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario (IRYDA) y el entonces Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (MOPU). El Plan General comprendía las infraestructuras de regadío, así como una red de caminos de servicio y la red de drenajes.

En este Plan General de Transformación, encontramos la principal actuación acometida en la Rambla del Albuñón hasta entonces, pasando a formar parte de la red de drenajes del Campo de Cartagena.

En los años 90 se realizó el encauzamiento en sección trapezoidal, en el ámbito de la desembocadura junto con la variante de Los Alcázares (N-332). De este modo se intenta

poner fin a años de grandes inundaciones. El problema no se eliminó por completo, sólo se redujo la posibilidad de inundación al adecuar las alturas de las motas a periodos de retorno más grandes.

Posteriormente, durante el año 2000 se realizó la duplicación de la N-332, pasando a denominarse Autovía A-32, más conocida como “Autovía del Mar Menor”. En la siguiente figura se puede observar el resultado obtenido y que permanece hasta hoy.



Figura 1.3. Ortofoto de la desembocadura de la Rambla del Albuñón en el año 2002 (Cartomur).

1.2. Justificación del estudio:

El presente proyecto continúa la labor emprendida por A. Salvador (2010) y R. García (2012), con la elaboración de sus Proyectos Fin de Carrera, en los cuales se realizan estudios hidráulicos y un análisis de sedimentos en el tramo final de la Rambla del Albuñón.

En este proyecto se consideran los efectos producidos por los procesos de socavación, transporte y sedimentación en la solera de la Rambla del Albuñón, desde la localidad de El Albuñón hasta su desembocadura en el Mar Menor.

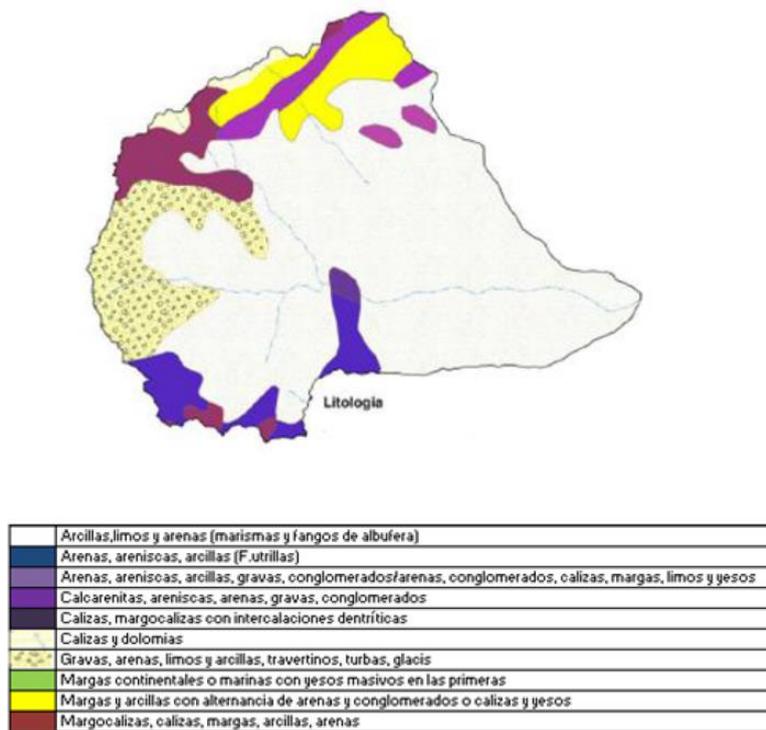


Figura 1.5. Mapa de la litología de la Cuenca del Albuñón (García, 2012).

La rambla está enclavada en una región semiárida, la cual se caracterizan por presentar mayores valores de extremos relativos en los componentes del ciclo hidrológico, que en los climas húmedos. Por una parte, se caracteriza por poseer una alta evaporación potencial y una baja precipitación anual, pero con tormentas de alta intensidad que presentan considerable variabilidad espacial, y por otra, cuenta en términos generales con una baja escorrentía anual pero presentando a corto plazo un alto volumen de escorrentía, así como infiltraciones importantes de los cauces efímeros.

Los valores máximos de evapotranspiración potencial de la Cuenca del Albuñón, se detectan en Fuente Álamo, con 960 mm/año. El menor valor se registra en la Sierra de Carrascoy, con 800 mm/año.

Su régimen fluvial es irregular, propio de un clima semiárido, con temperaturas suaves durante el invierno y muy calurosas durante el verano. La temperatura media ronda los 17°C. Las precipitaciones son escasas, generalmente por debajo de 250 mm como se puede observar en la Figura 1.6 de la Confederación Hidrográfica del Segura (CHS).

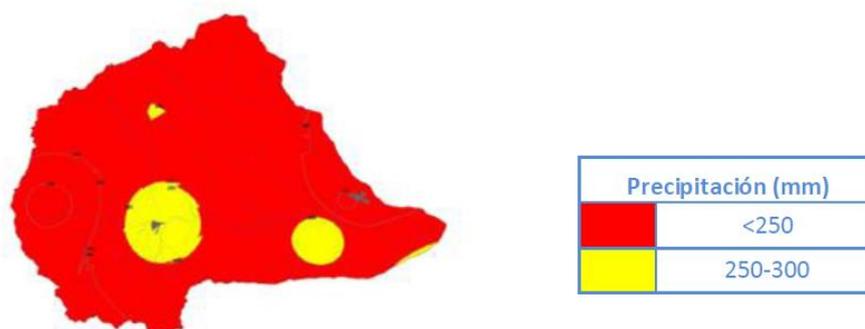


Figura 1.6. Modelo digital de precipitación anual (Confederación Hidrográfica del Segura).

Respecto a la hidrología superficial, la Rambla del Albuñón es un gran colector central cuya misión es la de gestionar caudales. De los 31.5 km de longitud de la rambla, es en el tramo correspondiente al municipio de Torre Pacheco donde se presentan los mayores problemas para dilucidar cuál es el cauce principal. Además, a partir del municipio de Torre Pacheco hasta alcanzar el Mar Menor, no se detectan afluentes significantes, por lo que las corrientes esporádicas se pierden en la llanura.

El último tramo en la zona de la desembocadura es una zona compleja desde el punto de vista hidráulico, ya que al problema de insuficiencia de sección para evacuar los caudales de periodos de retorno relativamente bajos, se ha de sumar el que algunas poblaciones asentadas en el margen, las cuales se encuentran a cota más baja que la propia base del encauzamiento. Por tanto cuando llueve, la propia lluvia caída en el lugar anega las calles al no encontrar drenaje natural.

A continuación se muestran los hidrogramas de avenida para diferentes periodos de retorno, destacándose los caudales máximos para cada periodo, obtenidos por Castillo y Marín (2011) (Tabla 1.1 y Figura 1.7).

Tiempos (h)	Periodos de retorno			
	1.4	10	100	500
	Caudales (m ³ /s)			
1	0	0	0	0
2	0	0	0.1	0.2
3	0	0	0.4	0.7
4	0	0	1.3	1.8
5	0	0.5	8.1	16.7
6	0	7.7	224.8	418
7	0.1	90.4	2991.2	5168.7
8	0.5	581.8	3687.6	3836.3
9	1.3	758.4	2090.9	2329.1
10	2.9	642.3	1280	1466.3
11	7.6	470.6	790.8	863.9
12	27.5	341.9	521.8	560.2
13	34.3	252.9	366.2	395.8
14	34.5	190.3	284.3	315.4
15	33.9	152.2	244.5	278.2

Tabla 1.1. Caudales máximos para diferentes periodos de retorno (Castillo y Marín, 2011).

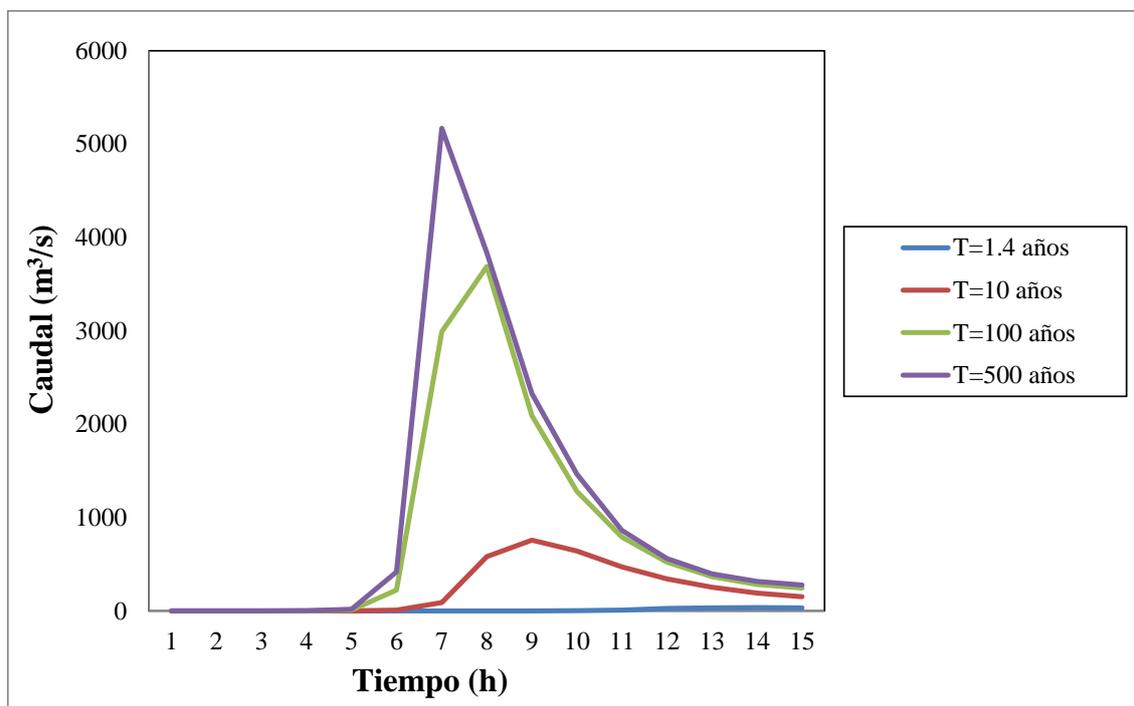


Figura 1.7. Hidrogramas de avenida de la Cuenca del Albuñón (Castillo y Marín, 2011).

1.2.2. Delimitación de la zona de estudio:

La zona de estudio queda delimitada desde el término municipal de Fuente Álamo hasta la desembocadura de la Rambla del Albuñón (Figura 1.8). La longitud de la zona de estudio es de aproximadamente 31.5 kilómetros siguiendo el cauce principal.

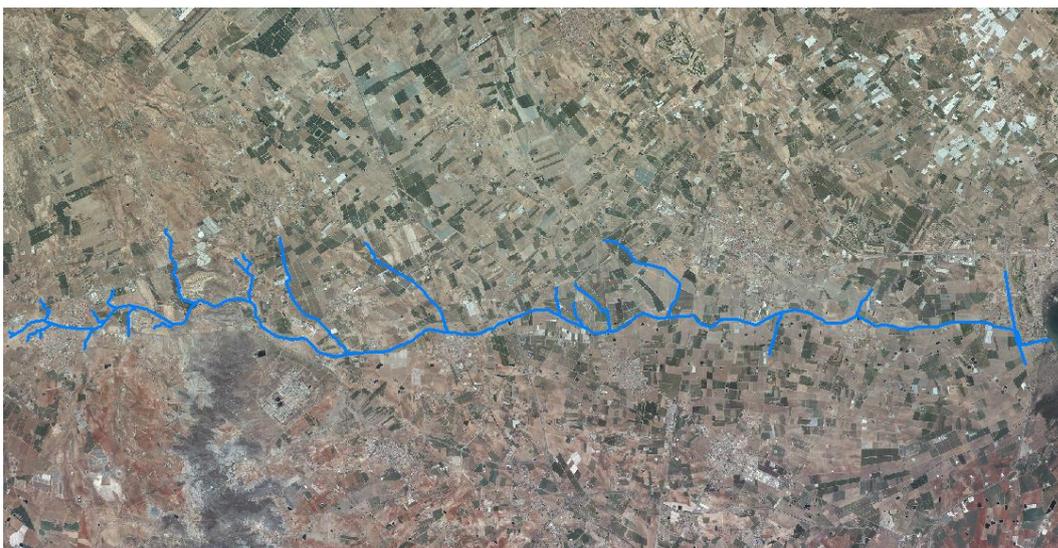


Figura 1.8. Ortofoto de la zona de estudio (Cartomur, Vuelo del 2009).

Se analiza toda esta zona para tener una visión completa de la Rambla del Albuñón, teniendo en cuenta que la zona baja es la de mayor incidencia en cuanto a problemas de inundación se refiere. Por ejemplo, durante la avenida del 27 de septiembre de 2009 (Figura 1.9), según los datos de la Confederación Hidrográfica del Segura, se registraron 158 litros por metro cuadrado en 24 horas, ocasionó el desalojo de más de 60 personas e innumerables daños materiales.



Figura 1.9. Desembocadura de la Rambla del Albuñón el 27 de septiembre del 2009 (García, 2012).

Para determinar cuáles son las condiciones de contorno, se ha realizado la división de la zona de estudio en dos partes (Figura 1.10): una a la que se ha llamado parte alta de la rambla (Figura 1.11) y otra que se ha llamado parte baja de la misma (Figura 1.12).

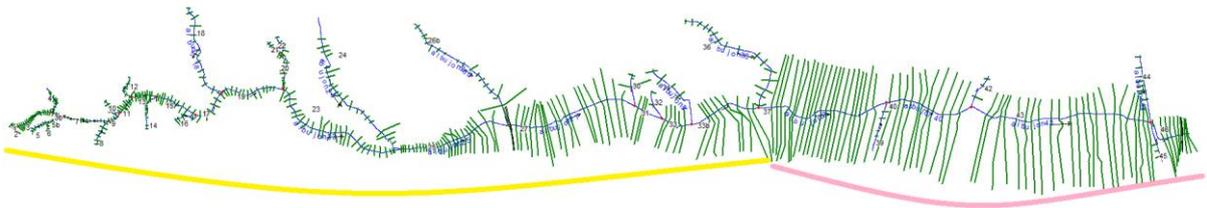


Figura 1.10. Delimitación de la parte alta (amarillo) y la parte baja (rosa) de la Rambla del Albuñón.

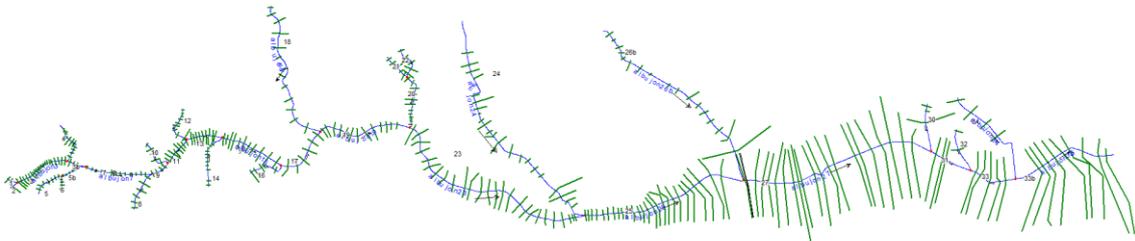


Figura 1.11. Parte alta de la rambla analizada con HEC-RAS.

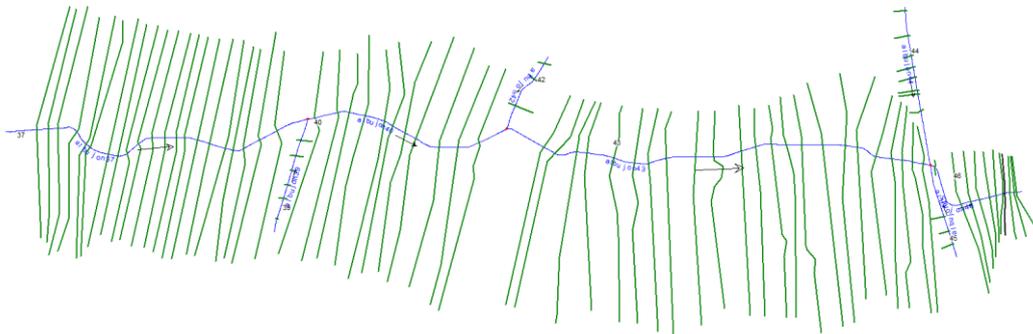


Figura 1.12. Parte baja de la rambla analizada con HEC-RAS.

2. OBJETIVOS

Los objetivos del presente proyecto son:

- Caracterización hidráulica de elementos fijos en la Rambla del Albuñón. Se utilizan las estructuras de distintos puentes para aforar el caudal de dicha rambla cuando se producen los episodios de flujo torrencial.
- Análisis de los procesos de erosión, transporte y sedimentación que se producen en el entorno de la Rambla del Albuñón en función de su granulometría, geometría del lecho e hidrogramas.

Para lograr satisfactoriamente dichos objetivos, será preciso establecer una metodología efectiva, capaz de describir con éxito los diferentes procesos en el manejo de los distintos programas utilizados, así como sus peculiaridades, y analizar la evolución de la solera del cauce efímero (erosión y sedimentación) ante diferentes avenidas.

3. RESUMEN

3.1. Sistemas de Información Geográfica:

En este Trabajo Fin de Grado se han utilizado los Sistemas de Información Geográfica para definir la geometría del cauce analizado, la Rambla del Albuji3n. Una vez se ha adquirido toda la informaci3n, resulta necesario integrar, almacenar y editar la informaci3n geogr3ficamente referenciada. Para ello se ha utilizado el programa ArcGIS y su extensi3n HEC-GeoRAS. El an3lisis hidr3ulico y de transporte de sedimentos de los 31.5 kil3metros analizados se ha realizado con el programa de libre distribuci3n HEC-RAS.

Para delimitar las zonas por donde se prevé que circulará el flujo preferentemente se ha considerado la cartografía de zonas inundables para distintos periodos de retorno 50, 100 y 500 años tomando de referencia el de 100 años de periodo de retorno.

Se debe evitar, en la medida de lo posible, las carreteras y puntos singulares. En cualquier caso, se debe ser consecuente en el an3lisis de resultados. De igual forma, se deben evitar introducir elementos no realistas por las numerosas balsas de riego existentes en la zona, evitando obtener una geometría no representativa. Cada una de las 444 secciones transversales obtenidas han sido revisadas para ver que poseen una geometría acorde a lo esperable.

Para definir los coeficientes de rugosidad (números de Manning) se han considerado los usos del suelo del proyecto CORINE Land Cover 2006 (CLC2006) en la zona estudio.

3.2. Estudio de capacidad hidr3ulica de distintos puentes:

3.2.1. Localizaci3n:

En este apartado se ha llevado a cabo el estudio de la capacidad hidr3ulica de 4 puentes situados en la Rambla del Albuji3n. Para ello, se han considerado diferentes caudales que permiten estimar su funcionamiento hidr3ulico. Por medio de su curva de gasto, se puede establecer la capacidad m3xima de cada puente. A continuaci3n aparece la localizaci3n y características de los puentes considerados a lo largo de la rambla.

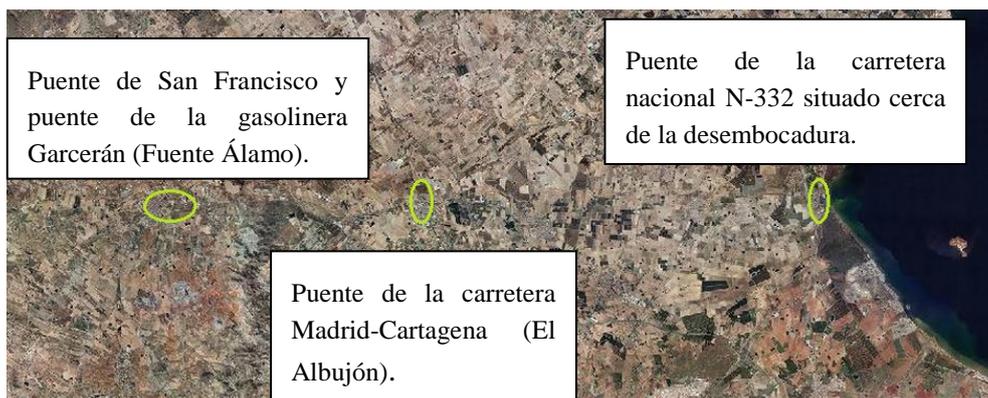


Figura 3.1. Situación de los puentes de estudio a lo largo de la Rambla del Albuñón.

Puente de San Francisco (Fuente Álamo):

Se trata de un puente 12 metros de ancho de paso, 41.59 metros de longitud y 4 vanos, construido en 1916. La solera del cauce bajo el puente se encuentra a la cota 120 metros sobre el nivel del mar. La coronación del tablero está a una altura de 5.9 metros.

Puente de la gasolinera Garcerán (Fuente Álamo):

Se trata de un puente de 14 metros de ancho de paso, 26.9 metros de longitud y 2 vanos. La solera del cauce se encuentra a la cota 117.5 metros sobre el nivel del mar. El puente tiene una altura hasta la coronación del tablero de 8.8 metros.

Puente de la carretera Madrid-Cartagena (El Albuñón):

Se trata de un puente de 11.5 metros de ancho de paso, 43.4 metros de longitud y 3 vanos. La solera del cauce se encuentra a la cota 69.67 metros sobre el nivel del mar. El puente tiene una altura hasta la coronación del tablero de 5.03 metros.

Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura:

Se trata de un puente de 12.5 metros de ancho de paso, 56 metros de longitud y 3 vanos. La solera del cauce se encuentra a la cota 0.94 metros sobre el nivel del mar. El puente tiene una altura hasta la coronación del tablero de 6.06 metros.

3.2.2. Capacidad hidráulica del Puente de San Francisco:

Por medio de la simulación unidimensional en HEC-RAS se ha obtenido una estimación de la capacidad hidráulica del puente de San Francisco (Tabla 3.1).

El rango de caudales se encuentran entre 50 m³/s para un calado de 0.97 m y 409 m³/s que corresponde con la capacidad máxima del puente (altura máxima antes de verter de 5.81 m). Las velocidades del flujo se encuentran entre 2.0 y 4.5 m/s. Considerando que el lecho está formado por rocas duras, se tienen velocidades admisibles frente a daños según la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial.

Calados propuestos (m)	1	2	3	4	5	Justo antes de verter	Justo después de verter
Calados aguas arriba del puente (m)	0.97	1.96	2.96	4.41	5.02	5.81	5.83
Umbral hasta sobrevertido* (m)	4.93	3.94	2.94	1.49	0.88	0.09	-----
Caudal total (m ³ /s)	50	160	260	308	360	409	410
Caudal que pasa a través del puente (m ³ /s)	50	160	260	308	360	409	409.89
Caudal de vertido (m ³ /s)	0	0	0	0	0	0	0.11
Área de apertura (m ²)	91.60	91.60	91.60	91.60	91.60	91.60	91.60
Velocidad del flujo a través del puente (m/s)	2	3.13	3.59	3.36	3.93	4.47	4.44

* El umbral de sobrevertido se calcula como la cota del tablero del puente menos el calado aguas arriba del puente.

Tabla 3.1. Capacidad hidráulica del puente de San Francisco para diferentes caudales.

En función de estos resultados, y considerando la curva de gasto generada, se puede predecir el caudal que ha pasado por dicho puente para un evento en concreto.

En este sentido, la Figura 3.2 muestra el nivel de agua observado durante la avenida del 28 de septiembre de 2012. Según los resultados obtenidos, el caudal de 308 m³/s correspondería a las observaciones realizadas en el puente durante dicho evento (Figura 3.3).



Figura 3.2. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012.

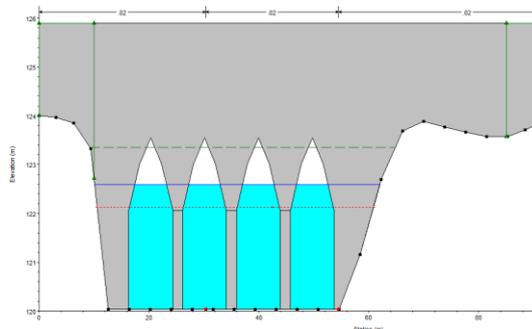


Figura 3.3. Simulación numérica del puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012.

3.2.3. Comparación de la capacidad hidráulica de los distintos puentes:

La Tabla 3.2 resume los valores de área de paso y caudal máximo circulante antes de verter, correspondientes a los cuatro puentes analizados.

Puente	Área de paso (m ²)	Caudal (m ³ /s)
San Francisco	91.60	409
Gasolinera Garcerán	175.91	710
Carretera Madrid-Cartagena	97.86	404
Carretera de la nacional N-332	173.39	833

Tabla 3.2. Áreas de paso y caudales de los diferentes puentes de estudio.

Se observa que el puente de San Francisco y el puente de la carretera Madrid-Cartagena tiene la menor capacidad hidráulica (en torno a unos 405 m³/s).

La Figura 3.4 muestra la curva de gasto y la velocidad del flujo a través de los puentes considerados. Las oscilaciones en los extremos finales de las distintas curvas son debidas al cambio de las ecuaciones de resolución del flujo a través del puente (de lámina libre a flujo en presión). Para el caso del puente de San Francisco se observa también el efecto de los arcos, donde un gran cambio de calado se asocia a un pequeño incremento de caudal.

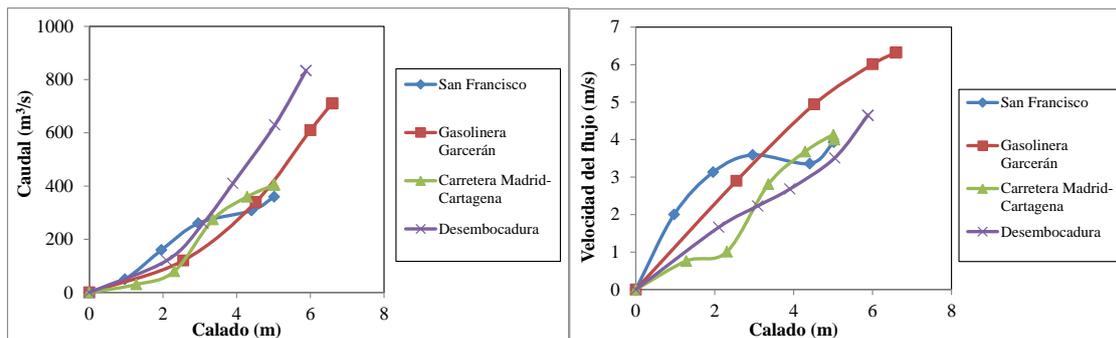


Figura 3.4. Curva de gasto y velocidad de paso de los distintos puentes analizados

3.3. Validación de las formulaciones de transporte de sedimentos:

Considerando el evento del 2012, se han escogido los caudales que definen la capacidad hidráulica del puente de San Francisco para estimar el transporte de sedimentos que se produce en la Rambla del Albuñón. El área de estudio abarca desde el municipio de Fuente Álamo hasta la desembocadura de la rambla.

- Validación del modelo de transporte de sedimentos:

Antes de realizar en el análisis del transporte de sedimentos de todo el tramo se ha realizado la validación del modelo. Para ello, se ha escogido una sección tipo de la Cuenca del Albuñón en la zona del encauzamiento a su paso por el municipio de Fuente Álamo.

Se trata de una sección trapezoidal con un talud de 0.083, (casi rectangular, como se aprecia en la Figura 5.64). Posee un ancho de 41 metros, se ha considerado la pendiente media del tramo de estudio de 0.00372, y un número de Manning de 0.03.

Inicialmente se han comparado los resultados obtenidos de los calados y velocidades. Una vez que se han comprobado que son muy similares, y se ha calculado el transporte de sedimentos tanto con las fórmulas empíricas programadas en hoja de cálculo como con el programa HEC-RAS. Posteriormente, los resultados se han comparado. Esta validación se hizo para las fórmulas de Meyer-Peter&Müller (1948), Yang (1973,1984), Ackers-White (1973), Engelund-Hansen (1967), Laursen (1968), Wilcock (2001) y Toffaleti (1968).

En todas estas gráficas se observa, que los tamaños finos son aquellos que se encuentra en la parte superior del gráfico, con alto caudal sólido y por tanto con un mayor transporte, mientras que los tamaños más grandes se encuentran en la parte inferior del

gráfico, con valores de caudal sólido más bajos y por tanto menor transporte. Con lo que el transporte de finos tiene mucha más importancia que el de gruesos.

La Figura 3.5 compara la capacidad de transporte de todas las formulaciones vistas considerando la curva granulométrica completa. Se incluye además el valor medio y el valor medio + 1 desviación estándar. El proceso de media + desviación se ha repetido dos veces, quedándonos con las fórmulas que caen en la banda media + / - 1 desviación.

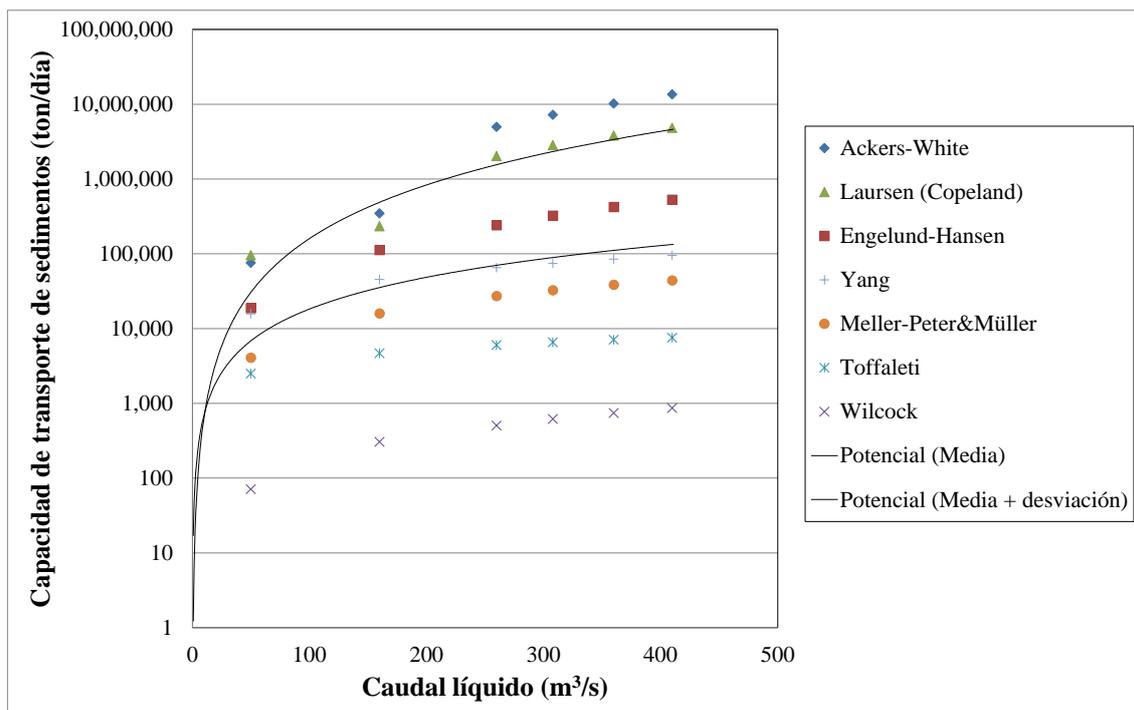


Figura 3.5. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con todas las formulaciones presentes en el programa.

Se observa una gran disparidad en los resultados de las fórmulas, con capacidades de transporte de hasta 4 órdenes de magnitud de diferencia. De todas las formulaciones, Ackers-White es la que posee un mayor transporte de sólidos, seguida de Laursen y Engelund-Hansen, mientras que Wilcock es la formulación que posee un menor transporte, seguida de Toffaleti. En una posición central se encuentran las fórmulas de Meyer-Peter&Müller y de Yang.

Para los casos de Meyer-Peter&Müller y de Yang, las formulaciones empíricas se han calculado considerando el valor D_{50} de la curva granulométrica. Por su parte, las simulaciones numéricas con HEC-RAS se han calculado con las mismas ecuaciones de transporte considerando, por un lado, el valor D_{50} y, por otro, la curva granulométrica

completa existente en la zona de estudio. En las siguientes figuras se representa la capacidad de transporte obtenida.

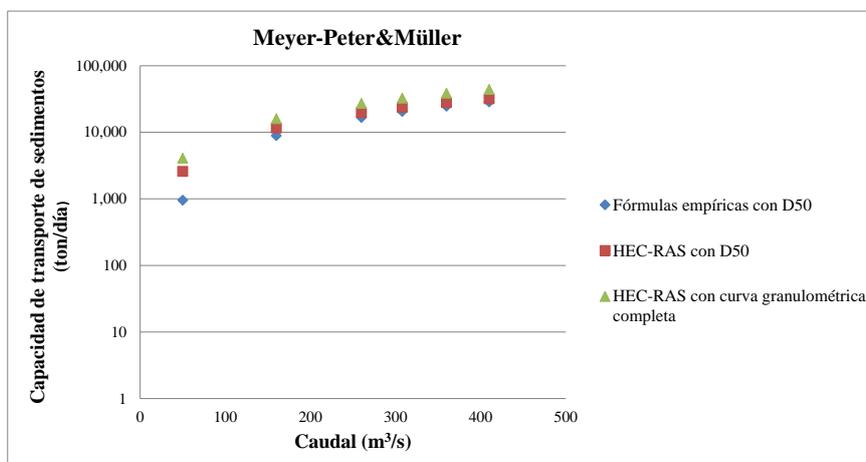


Figura 3.6. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

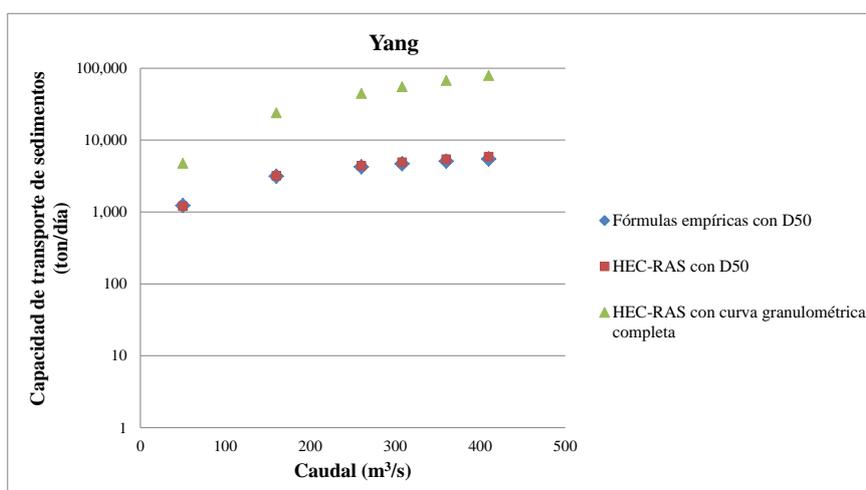


Figura 3.7. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Yang.

Para la formulación de Meller-Peter&Müller los resultados obtenidos para los distintos caudales se aproximan bastante. Por tanto, el valor D_{50} parece un buen representativo del transporte de sedimentos de la curva granulométrica completa.

Para la formulación de Yang, las diferencias entre la capacidad de transporte obtenida con la hoja de cálculo y con HEC-RAS para D_{50} en todos los casos son inferiores a los

resultados con la curva granulométrica completa, con capacidades de transporte de un orden de magnitud superior.

Dadas las diferencias obtenidas en HEC-RAS para la fórmula de Yang al utilizar la curva granulométrica completa, y a falta de datos de campo de transporte de sedimentos, la formulación de Meyer-Peter&Müller parece la más adecuada. Por tanto, se utilizará la ecuación de Meyer-Peter&Müller para el análisis del transporte de sedimentos de toda la Rambla del Albuñón.

3.4. Análisis de toda la cuenca:

A partir del hidrograma unitario de la Cuenca del Albuñón obtenido por Marín (2008-2010), se han construido los distintos hidrogramas de avenida teniendo en cuenta los caudales obtenidos en la caracterización hidráulica del puente de San Francisco.

Considerando los resultados obtenidos en el apartado anterior, el estudio se realizará con la formulación de Meyer-Peter&Müller, utilizando la curva granulométrica completa.

La concentración y la capacidad de transporte de sedimentos se han obtenido para el caudal máximo del hidrograma, mientras que el transporte de sedimentos total por evento se ha obtenido para el final del evento o hidrograma considerado.

En la Figura 3.8 se observa la capacidad de transporte máxima que pasa por la sección de la desembocadura. Dicha capacidad de transporte varía entre las 2000 y las 20000 ton/día, aumentando con el caudal líquido.

En la Figura 3.9 se puede ver la concentración de sedimentos a su paso por la sección de la desembocadura, correspondiente al caudal pico. La concentración varía entre 600 y 870 mg/l. Al igual que en el caso anterior, a mayor caudal líquido, mayor es la concentración asociada. Se puede ver como a partir del caudal $260 \text{ m}^3/\text{s}$ la concentración tiende a un valor constante en torno a unos 870 mg/l.

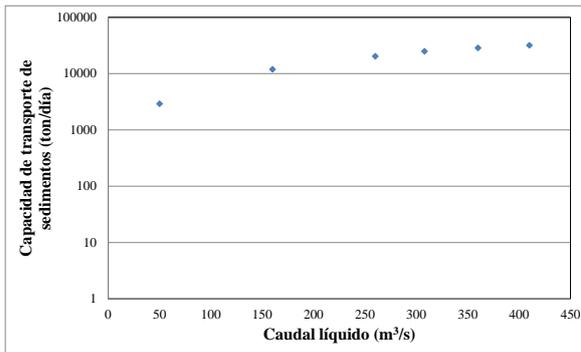


Figura 3.8. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

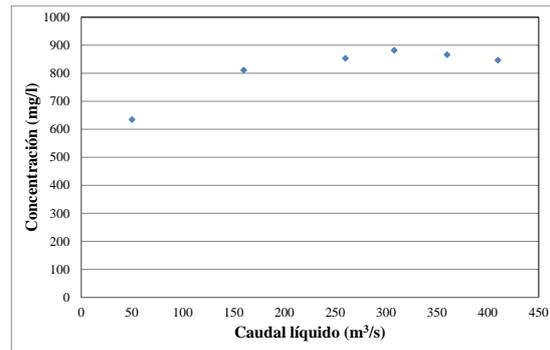


Figura 3.9. Concentración de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

En Figura 3.10 se observan los sedimentos totales que pasan por la sección de la desembocadura en función del caudal pico del hidrograma correspondiente. Aquí se puede observar ese aumento de caudal asociado al aumento de sedimentos, como se veía anteriormente. Para caudales altos, el sedimento tiende a 3500 ton.

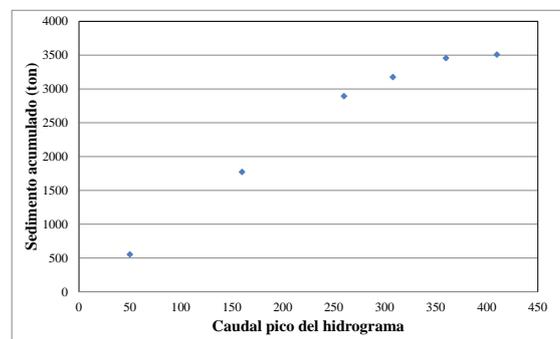


Figura 3.10. Sedimento acumulado al final del evento en función del caudal pico del hidrograma correspondiente en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

4. FUNDAMENTOS BÁSICOS

Para la consecución de un buen estudio hidráulico es necesario conocer con cuidadoso detalle las distintas configuraciones topográficas que a lo largo del trazado del cauce se suceden en toda la extensión que abarca la zona de estudio. El conocimiento no debe ceñirse únicamente a dicha zona. Se debe considerar la geometría existente, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo, hasta una distancia tal que la modificación, natural o antropogénica, del tramo de estudio no suponga una alteración de las condiciones a esa distancia. De este modo se evita que una mala elección de las condiciones de contorno definidas puedan afectar a los resultados del estudio.

Un buen conocimiento de las configuraciones topográficas iniciales del cauce es esencial. Permite realizar una buena modelización del mismo, en aquellas situaciones en las que las limitaciones de los programas se hagan patentes. El conocimiento del modelador será determinante para lograr definir el cauce y su flujo de modo adecuado.

Se deduce que una visita en campo bien planificada es de vital importancia, aún más cuando existan dentro de la zona de estudio, alguna estructura (de protección, de paso o de regulación), que requieran de instrumentos de medida para determinar su geometría, que deberá ser introducida manualmente en HEC-RAS y que posteriormente será utilizada en el proceso de análisis.

En este estudio se han utilizado diversos programas:

- Sistemas de Información Geográfica: ArcGIS y HEC-GeoRAS
- Programas Hidráulicos: HEC-RAS.

Con este conjunto de aplicaciones se facilita la labor y realización de estudios hidráulicos, especialmente cuando la superficie a analizar es muy extensa.

4.1. Sistemas de Información Geográfica (SIG)

4.1.1. Definición de SIG:

Los SIG son una tecnología que permite gestionar y analizar la información espacial, y que surgió como resultado de la necesidad de disponer rápidamente de información para resolver problemas y contestar preguntas de modo inmediato.

En 1990, el National Center for Geographic Information and Analysis (NCGIA) de Estados Unidos definió SIG como *“sistema de hardware, software y procedimientos elaborados para facilitar la obtención, gestión, manipulación, análisis, modelado, representación y salida de datos espacialmente referenciados, para resolver problemas complejos de planificación y gestión”*.

La base del SIG es, por tanto, una serie de capas de información espacial georeferenciada en formato digital que representan diversas variables, o bien capas que representan objetos a los que corresponden varias entradas en una base de datos enlazada. Esta estructura permite combinar en un mismo sistema información con orígenes y formatos muy diversos, incrementando la complejidad del sistema (Figura 4.1).

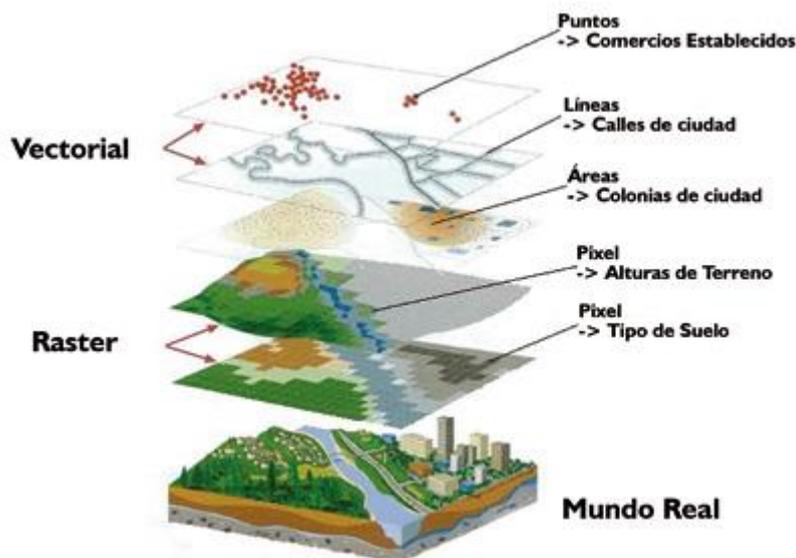


Figura 4.1. Mapas ráster y vectoriales superpuestos con SIG (Telecentro Regional en Tecnologías Geoespaciales, Fundamentos de Sistemas de Información Geográfica).

Mediante los SIG se pueden realizar operaciones entre las capas, y así obtener resultados en formato imagen o en tablas. Todos estos resultados pueden utilizarse para la elaboración de análisis y modelos.

Las aplicaciones de un SIG son muy variadas, como se muestra en la Figura 4.2.



Figura 4.2. Aplicaciones de los SIG (Sadim Ingeniería).

4.1.2. Elementos de un SIG:

Un SIG está compuesto por diversos elementos fundamentales (Figura 4.3):

- **Software** (soporte lógico): Son los programas informáticos (la información puede ser vectorial o raster). Ordenador personal.
- **Hardware** (soporte físico): PC o estación de trabajo, periféricos de captura de la información (escáner, impresora, etc.).
- **Datos**: Representación simplificada del mundo real (mapas digitales). Se obtienen mediante digitalización o escaneo de planos, adquiriéndola en el mercado o utilizando imágenes de satélite.

- **Personal cualificado:** Es el elemento más importante. Se estima que los costes de formación del personal especializado son iguales o mayores que los del hardware y software del SIG.
- **Procedimientos.** El análisis requiere métodos bien definidos y consistentes para producir resultados precisos y reproducibles.



Figura 4.3. Elementos de un SIG (Ecología del Paisaje y Modelación de Ecosistemas).

4.1.3. Funciones básicas de un SIG:

1) Entrada de datos:

La entrada de datos se refiere a todas las operaciones por medio de las cuales los datos espaciales de mapas, sensores remotos y otras fuentes son convertidos a un formato digital. Entre los diferentes dispositivos comúnmente utilizados para esta operación están los teclados, digitalizadores, barreadores electrónicos, y terminales interactivos o unidades de despliegue visual (VDU). Dado su coste relativamente bajo, eficiencia, y facilidad de operación, la digitalización es la mejor opción de introducir datos para los fines de planificación del desarrollo.

Se deben ingresar dos tipos diferentes de datos al SIG: referencias geográficas y atributos. Los datos de referencias geográficas son las coordenadas (sea en términos de

latitud y longitud o columnas y líneas) que fijan la ubicación de la información que se está ingresando.

2) Almacenamiento de datos:

Se refiere al modo como los datos espaciales son estructurados y organizados dentro del SIG, de acuerdo a la ubicación, interrelación, y diseño de atributos.

3) Manipulación y procesamiento de datos:

La manipulación y procesamiento de datos se hace para obtener información útil de los datos previamente ingresados al sistema. La manipulación de datos abarca dos tipos de operaciones: (1) operaciones para eliminar errores y actualizar conjuntos de datos actuales (editar); y (2) operaciones que hacen uso de técnicas analíticas para dar respuesta a preguntas específicas formuladas por el usuario. El proceso de manipulación puede ser desde una simple superposición de dos o más mapas, hasta una extracción compleja de elementos de información dispares, de una gran variedad de fuentes.

4) Producción de datos:

La producción de datos se refiere a la exhibición o presentación de datos empleando formatos comúnmente utilizados incluyendo mapas, gráficos, informes, tablas y cartas, sea en forma impresa o como imagen en pantalla, o como un archivo de textos exportables a otros programas de cálculo para otros análisis.

4.1.4. ArcGIS®:

ArcGIS es una completa plataforma que permite crear, analizar, almacenar y difundir datos topográficos. Este programa de uso comercial es uno de los Sistemas de Información Geográfica (GIS) más extendidos en todo el mundo.

Se basa en una biblioteca común de componentes compartidos de software SIG, denominados ArcObjects™.

ArcGIS se compone de aplicaciones de usuario y de servidor. Cada aplicación de software puede crear, gestionar, analizar y servir datos almacenados en uno o más formatos.

- ArcGIS Desktop: Paquete integrado de aplicaciones SIG avanzadas que consta de tres productos de software: *ArcView*®, *ArcEditor*™ y *ArcInfo*.

- ArcReader™: Permite a los usuarios visualizar mapas publicados de alta calidad (.PMFs) creados en ArcMap™.
- Motor de ArcGIS®: Juego de herramientas de desarrollador de componentes de SIG, para crear aplicaciones personalizadas independientes utilizando COM, C++, Java y .NET
- ArcPad®: Para crear y gestionar datos en PDAs.
- Servidor de ArcGIS®: Una biblioteca compartida de objetos de software SIG utilizada para crear /desarrollar aplicaciones SIG para servidor.
- ArcIMS®: Se utiliza para editar mapas, datos y metadatos por medio de protocolos de Internet abiertos.
- ArcSDE®: gestiona y proporciona información espacial procedente de SGBDR externos a clientes de ArcGIS.

4.2. HEC-GeoRAS

HEC-GeoRAS es un paquete de herramientas de libre distribución especialmente diseñado para ArcGIS. Permite crear un archivo de importación para HEC-RAS con la información que se ha extraído del Modelo Digital del Terreno (MDT).

El archivo obtenido contiene información georreferenciada del trazado del río, identificadores de tramos, trazado de secciones transversales, límites entre el cauce principal y las llanuras de inundación a efectos de cálculo, distancias entre las secciones transversales consideradas, coeficientes de rugosidad de Manning e información adicional que definen la geometría como son la localización de puentes, áreas de flujo inefectivo, obstrucciones, áreas de almacenamiento, etc.

Cuando se finaliza el análisis hidráulico, HEC-RAS puede generar un archivo de exportación que puede ser importado de nuevo al SIG con HEC-GeoRAS, con la finalidad de crear nuevas capas de información y cartografía con los resultados.

HEC-GeoRAS requiere un MDT en formato TIN o GRID. Este MDT ha de ser continuo y no tener zonas sin información (en el caso de haberlas se tendrá que realizar un rellenado de huecos). Ha de cubrir toda la zona de estudio, incluyendo las llanuras de inundación, ya que las secciones transversales han de quedar dentro del MDT.

4.3. HEC-RAS

4.3.1. Descripción:

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) es un modelo de dominio público desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers). Surge como evolución del programa HEC-2, e implementa varias mejoras respecto a éste, entre las que destaca la interfaz gráfica del usuario que facilita las labores de preproceso y postproceso, así como la posibilidad de intercambio de datos con los Sistemas de Información Geográfica mediante HEC-GeoRAS en sus últimas versiones.

La principal utilización del programa HEC-RAS es el cálculo unidimensional de la elevación de la superficie de la lámina de agua para un caudal y unas condiciones de flujo dadas (flujo permanente o estacionario). También puede ser empleado para el estudio de flujos transitorios (régimen no permanente) unidimensionales, el análisis del transporte de sedimentos, y de calidad del agua.

4.3.2. Componentes:

El sistema HEC-RAS contiene cuatro componentes para realizar cálculos hidráulicos unidimensionales de una completa red de canales tanto naturales como artificiales:

- Curvas de remanso en flujo permanente.
- Simulación con flujo no permanente.
- Cálculo del transporte de sedimentos y lecho móvil.
- Análisis de la calidad del agua.

A continuación se presenta una descripción de las principales capacidades hidráulicas de HEC-RAS.

1. Curvas de remanso en flujo permanente. Este módulo está diseñado para el cálculo de perfiles superficiales de agua para el flujo permanente gradualmente variado. El sistema puede manejar desde un único río hasta una completa red de canales. El módulo de flujo permanente es capaz de modelar en flujo subcrítico, supercrítico y en régimen de flujo mixto.

El procedimiento de cálculo se basa en la solución de la ecuación unidimensional de energía. Se evalúan las pérdidas de la energía longitudinales por la fricción (ecuación de Manning) y las locales (por la contracción/expansión utilizando un coeficiente que multiplica el cambio de la velocidad). La ecuación del momento se utiliza en situaciones donde el perfil de la superficie del agua es rápidamente variado. Estas situaciones incluyen cálculos de régimen de flujo mixto (es decir, saltos hidráulicos), hidráulica de puentes y evaluación en las confluencias de ríos.

Los efectos de diversos obstáculos como puentes, alcantarillas, presas, vertederos y otras estructuras en la llanura de inundación pueden ser considerados en los cálculos. El módulo de flujo permanente está diseñado como una aplicación para realizar estudios de inundaciones, evaluar su influencia o afección en las llanuras de inundación. Además puede evaluar el cambio en los perfiles superficiales del agua debido a canales y diques.

2. Simulación con flujo no permanente. Este componente es capaz de simular el flujo unidimensional no permanente a través de una red completa de canales abiertos. La resolución de la ecuación de flujo transitorio es una adaptación del modelo del Dr. Robert L. Barkaus (Barkau, 1992 y HEC, 1997). Este componente de flujo transitorio se desarrolló principalmente para cálculos de régimen de flujo subcrítico.

Los cálculos hidráulicos de las diferentes estructuras hidráulicas que fueron desarrollados para el módulo de flujo permanente se incorporaron en el módulo de flujo transitorio. Además, el módulo de flujo transitorio tiene la capacidad de simular áreas de almacenamiento del modelo y conexiones hidráulicas entre las áreas de almacenamiento.

3. El módulo de transporte de sedimentos permite calcular el potencial del transporte de sedimentos por fracción de tamaño de grano. Entre las características principales se incluye la posibilidad de modelar una red de ríos, operaciones de dragado del canal, diques y el uso de diversas ecuaciones para el cálculo del transporte de sedimentos.

El modelo está diseñado para simular las tendencias a largo plazo de socavación y sedimentación en un cauce que pudieran derivarse de la frecuencia y duración de la descarga de distintos caudales de agua y escenarios, o de la modificación de la geometría del canal. Este sistema puede utilizarse para evaluar la sedimentación en embalses, las obras necesarias para mantener la profundidad de navegación, predecir la influencia del dragado en la tasa de sedimentación de diseño, estimar el transporte máximo durante grandes inundaciones y evaluar la sedimentación en canales de fondo rígido.

4. Análisis de calidad del agua. Este módulo está diseñado para permitir al usuario realizar análisis de calidad del agua fluvial. La versión actual de HEC-RAS puede realizar el análisis detallado de la temperatura y el transporte de un número limitado de componentes de la calidad del agua.

4.3.3. Limitaciones de HEC-RAS:

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

En la aplicación de HEC-RAS podemos encontrar las siguientes limitaciones más relevantes:

- La ecuación de la energía supone siempre una distribución hidrostática de presiones. La solución es una simplificación y será inadecuada cuando la distribución de presiones se aleje mucho de la hidrostática.
- Sólo se pueden modelar cauces con pendientes menores de 10° ($S_o < 0.18$), al no tener en cuenta la componente vertical del peso de la columna de agua ($\cos \alpha$) en las ecuaciones.
- HEC-RAS es un modelo matemático unidimensional, por lo que la posible solución es una aproximación a la realidad.
- Dificultades en la elección del calado crítico en secciones complejas (terrazas fluviales). Por defecto es seleccionado el calado menor.
- Siempre ofrece una solución, por lo que se debe ser crítico ante el resultado obtenido.

4.3.4. Conceptos teóricos:

4.3.4.1. Ecuación de la energía:

Los perfiles en lámina libre para flujo permanente se calculan de una sección transversal a la siguiente resolviendo la ecuación de la energía con un procedimiento iterativo llamado el método del paso estándar.

La ecuación de la energía incluyendo el factor de corrección de energía cinética, se escribe como:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

donde:

Z_1, Z_2 = Cotas del fondo del cauce (punto más bajo) de las secciones 1 y 2, medidas desde un plano de referencia horizontal arbitrario.

Y_1, Y_2 = Profundidad, calado o elevación (vertical) del agua en las secciones 1 y 2, medidas desde el fondo.

α_1, α_2 = Factor de corrección de energía cinética en las secciones 1 y 2. En el manual de HEC-RAS se definen como coeficientes de ponderación de velocidades.

V_1, V_2 = Velocidades medias horizontales en las secciones 1 y 2.

h_e = Pérdidas de energía entre las secciones 1 y 2.

Los diferentes términos de la ecuación se representan en la Figura 4.4.

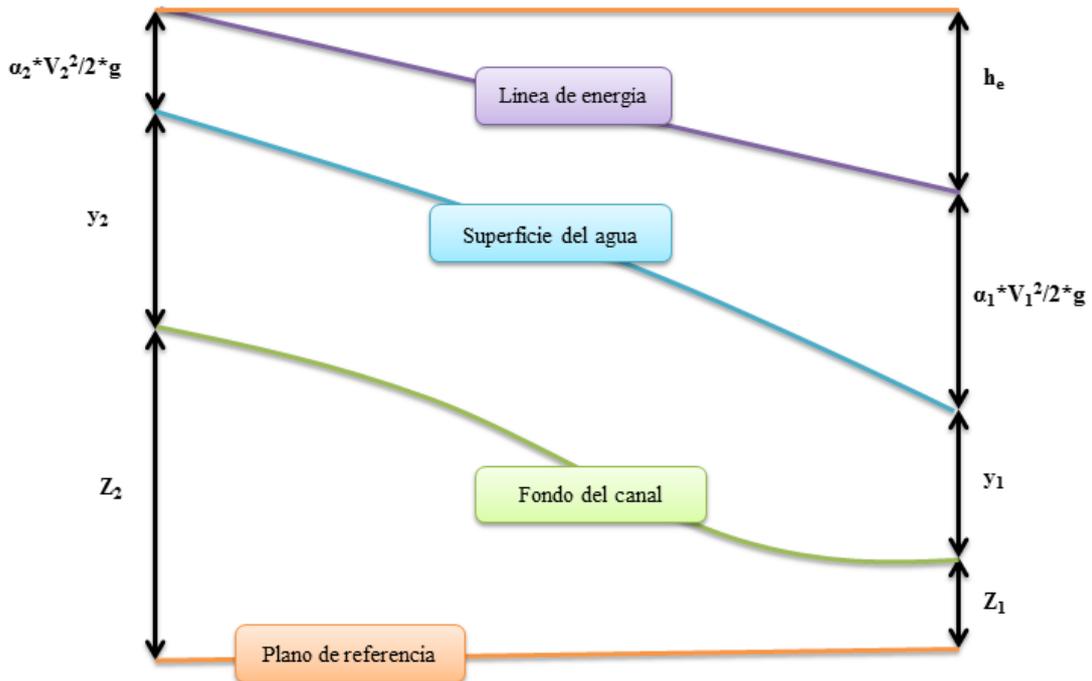


Figura 4.4. Representación de los términos de la ecuación de la energía. (Adaptación de HEC-RAS, 2010).

La pérdida de energía entre dos secciones transversales se compone de las pérdidas por fricción y de las pérdidas de contracción o expansión ($h_e = h_f +$ pérdidas locales en un tramo por contracciones o expansiones). La ecuación para la pérdida de energía principal es:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

donde el primer término de la derecha representa h_f , siendo L la longitud ponderada del tramo de cauce, S_f la pendiente (representativa) de fricción o pendiente media de la línea de energía en el tramo (lo que en ciertos textos se le llama pendiente motriz) y C un coeficiente de pérdidas por expansión o contracción.

La longitud ponderada de un tramo es calculada considerando las diferencias de longitud entre cauce principal, zona o llanura de inundación izquierda y zona o llanura de inundación derecha, ponderadas por los caudales correspondientes a cada una de estas secciones del cauce. Por lo tanto, se tiene que:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3)$$

siendo,

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} = Longitudes del tramo correspondientes a la llanura de inundación izquierda, cauce principal y llanura de inundación derecha, respectivamente.

\bar{Q}_{lob} , \bar{Q}_{ch} , \bar{Q}_{rob} = Caudales medios del tramo, correspondientes a la llanura de inundación izquierda, cauce principal y llanura de inundación derecha, respectivamente.

4.3.4.2. Subdivisión de la sección transversal para el cálculo del caudal:

La determinación del caudal total y el coeficiente de velocidad para una sección transversal requiere que el flujo se subdivide en unidades para el cual la velocidad se distribuye uniformemente. El enfoque utilizado en HEC-RAS es subdividir el flujo en áreas utilizando los puntos donde cambia el número de Manning como base para la subdivisión (Figura 4.5). El caudal se calcula en cada subdivisión de la siguiente forma con la ecuación de Manning:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (4)$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (5)$$

donde:

K = Factor de transporte para la subdivisión.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning utilizado para la subdivisión.

A = Área de flujo para la subdivisión.

R = Radio hidráulico para la subdivisión, definido como el cociente entre el área de flujo, A , cuya dirección normal define la dirección de la velocidad media, y el perímetro mojado P .

S_f = Pendiente de la línea de energía.

Para la determinación del caudal, HEC-RAS calcula el caudal correspondiente a la llanura derecha, la llanura izquierda y el canal principal de forma independiente. Posteriormente se sumarán para obtener el flujo total.

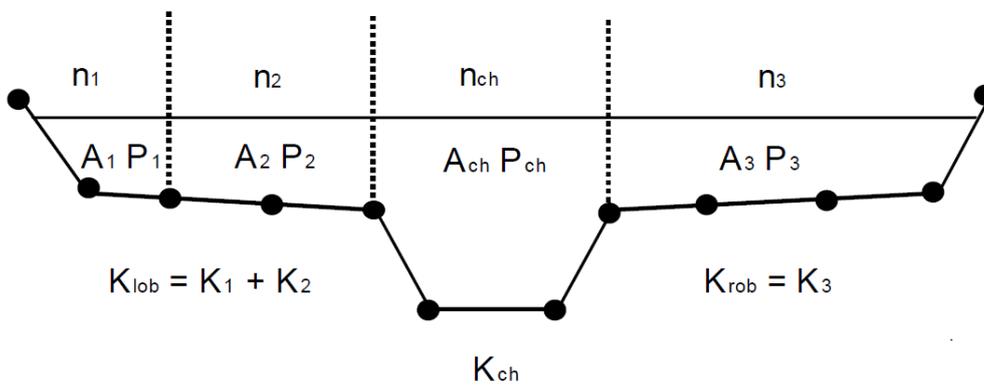


Figura 4.5. Método de subdivisión del caudal usado en HEC-RAS (HEC-RAS, 2010).

Cálculo del factor de transporte:

HEC-RAS permite considerar tres secciones de flujo (llanura de inundación izquierda, derecha y cauce principal). Las dos primeras se pueden dividir en subáreas para las cuales se calculan los factores de transporte, que, sumados, dan el factor de transporte de la zona izquierda (K_{lob}) y el factor de transporte de la zona derecha (K_{rob}). Estas subáreas están divididas de acuerdo a diferentes rugosidades. En el caso del cauce principal, es habitual considerar un único factor de transporte. Para cada subárea se debe disponer de n , A y P .

4.3.4.3. *Coefficiente de Manning:*

La selección de coeficientes de Manning para un problema real es frecuentemente discutible. Dejando a un lado que su uso original es para flujo uniforme, su evaluación práctica posee numerosas incertidumbres. Por otra parte, su influencia en los resultados es siempre significativa.

La variabilidad del coeficiente de Manning queda en evidencia si se observa su rango en cualquier manual (por ejemplo en el texto “Open Channel Hydraulics” Chow, V.T. encontramos una asombrosa variedad de materiales y fotos de tipologías de canales artificiales y naturales que facilitan nuestra labor). Para un canal revestido de hormigón n puede valer alrededor de 0.015, mientras que para un cauce natural con obstáculos, pendientes muy irregulares, curso muy sinuoso, vegetación, etcétera, puede alcanzar valores de hasta 0.15.

Evaluación de n en HEC-RAS:

HEC-RAS usa una fórmula para el cálculo del coeficiente de rugosidad cuando el fondo del canal presenta diferentes valores de n . La ecuación propuesta por Horton para el flujo uniforme es:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (6)$$

siendo n_i y P_i el coeficiente de Manning y perímetro mojado correspondiente a la subárea i . Esta ponderación asume que cada parte del área tiene la misma velocidad media.

Aunque en el cauce principal se considera una única sección, HEC-RAS tiene en cuenta si existen diferentes rugosidades en él. En este caso, evalúa si aplica la subdivisión en función de la rugosidad o si efectúa el cálculo de la rugosidad compuesta según el procedimiento descrito en el apartado anterior. Este cálculo se efectúa cuando existen más de un coeficiente de Manning en el canal principal y, definiendo la pendiente lateral (local) del canal como el cociente entre la distancia horizontal entre dos puntos contiguos que definen el contorno del canal principal y su distancia vertical. Si esta pendiente es mayor que 5H:1V, es recomendable que el coeficiente obtenido en estos casos sea verificado o comparado con valores razonables conocidos.

4.3.4.4. Cálculo de la energía cinética:

Para ir completando los diferentes términos que componen la ecuación de balance de energía estudiada, es necesario evaluar la energía cinética disponible en cada sección de control. Teniendo en cuenta el carácter unidimensional del modelo, existirá un único valor de calado y por tanto una única velocidad media por sección (Figura 4.6).

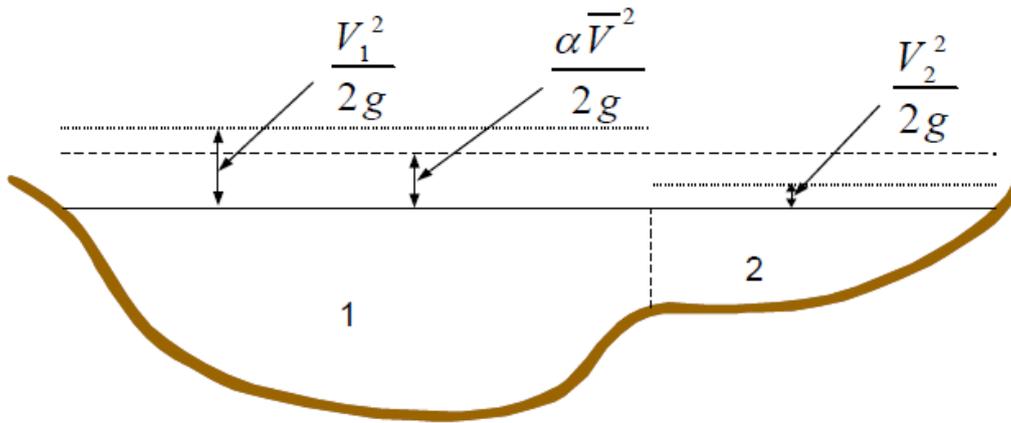


Figura 4.6. Obtención de la línea media de energía (HEC-RAS, 2010).

Para calcular la energía cinética media es necesario obtener el valor del coeficiente alfa:

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2} \quad (7)$$

El modelo HEC-RAS, aplica esta expresión teniendo en cuenta las tres secciones antes definidas.

También puede escribirse en términos de transporte y área como en la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left(\sum_1^N \frac{K_i^3}{A_i^2} \right)}{(\sum_1^N K_i)^3} \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{(K_{lob} + K_{ch} + K_{rob})^3} \quad (9)$$

donde:

A_t = Área del flujo transversal total.

A_{lob} , A_{ch} , A_{rob} = Áreas del tramo correspondientes a la llanura de inundación izquierda, cauce principal y llanura de inundación derecha, respectivamente.

K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} = Factores de transporte del tramo correspondientes a la llanura de inundación izquierda, cauce principal y llanura de inundación derecha, respectivamente.

4.3.4.5. *Evaluación de la pérdida por fricción:*

La pérdida por fricción es evaluada como el producto de S_f y L , donde S_f es la pendiente de fricción representativa y la longitud ponderada L es definido por la ecuación 3. La pendiente de fricción (pendiente de la línea de energía) en cada sección transversal se calcula de la ecuación de Manning como sigue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (10)$$

Teniendo en cuenta las diferencias entre la sección 1 y 2, existen expresiones alternativas para el cálculo de la pendiente de fricción (S_f):

- Ecuación del transporte promedio:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (11)$$

- Ecuación de la pendiente promedio de fricción:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (12)$$

-Ecuación de la pendiente de la media geométrica de fricción:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}} \quad (13)$$

- Ecuación de la pendiente de la media armónica de fricción:

$$\bar{S}_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}} \quad (14)$$

donde los subíndices 1 y 2 indican las secciones transversales 1 y 2, que limitan el tramo en cuestión.

La ecuación 11 es la ecuación "por defecto" utilizada por el programa; es decir, se utiliza automáticamente a menos que una ecuación diferente sea solicitada por la entrada. El programa también contiene una opción para seleccionar las ecuaciones, dependiendo del tipo de perfil y régimen de flujo (por ejemplo, curvas de remanso S1, M1, etc.).

Las ecuaciones de pérdida de fricción opcionales pueden utilizarse en flujo permanente y en flujo no permanente. Cualquiera de las ecuaciones anteriores de pérdida de fricción producirá estimaciones satisfactorias siempre que no se alcancen longitudes demasiado largas. En cualquier caso, se busca maximizar el alcance de longitudes sin sacrificar la precisión del perfil.

La ecuación del transporte promedio, es la formulación de la pérdida de fricción que se ha seleccionado. Se considera que esta ecuación da los mejores resultados para una variedad de tipos de perfiles (M1, M2, etc.). Así que Reed y Wolfkill (1976) indican que la ecuación 12 es la más adecuada para perfiles M1, definiendo adecuado como la determinación más exacta de un perfil conocido con el menor número de secciones transversales. La ecuación 13 es la formulación de la pérdida de fricción estándar usada en el programa de paso-remanso FHWAUSGS WSPRO (Sherman, 1990) y la ecuación 14 ha demostrado ser adecuada para perfiles M2.

Otra posibilidad es seleccionar la expresión más apropiada dependiendo de las condiciones de flujo (por ejemplo, M1, S1, etc.) Ortiz (2009) propone:

Tipo de flujo	Ecuación propuesta
Subcrítico (M1, S1)	Media
Subcrítico (M2)	Media armónica
Supercrítico (S2)	Media
Supercrítico (M3, S3)	Media geométrica

Tabla 4.1. Expresión más apropiada en función de las condiciones de flujo presentes (Ortiz, 2009).

4.3.4.6. Pérdidas por expansiones y contracciones:

El cálculo de pérdidas por contracciones o expansiones h_{ce} ,

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \tag{15}$$

se activa cuando se detecta diferentes velocidades en las secciones aguas arriba y aguas abajo del tramo. Al comparar $V_1 \lesseqgtr V_2$, el programa determina si se trata de una expansión o una contracción. En la tabla siguiente se dan ejemplos típicos de valores del coeficiente C sugeridos por HEC-RAS (flujos subcríticos).

Tipo	Contracción	Expansión
Sin transición	0	0
Transición gradual	0.1	0.3
Sección de puentes	0.3	0.5
Transiciones bruscas (Aprox.)	0.6	0.8

Tabla 4.2. Valores del coeficiente C .

En la Rambla del Albuñón se han asumido transiciones suaves cuyos valores son 0.1 y 0.3, excepto en las secciones de los puentes que se han utilizado valores de 0.3 y 0.5.

4.3.4.7. Método de cálculo:

El procedimiento de cálculo del modelo HEC-RAS es iterativo y su resultado es la sobreelevación de la superficie libre en cada sección definida. Supuesto conocido el calado en una sección y_1 , se desea calcular el calado en la sección 2. Si se conoce el sentido del flujo, se supone que la sección 2 está aguas abajo de la sección 1. En casos reales, esta secuencia se corresponde con los flujos rápidos, en tanto que en los flujos lentos se avanza hacia aguas arriba (a efectos del procedimiento de cálculo descrito, el único cambio es el signo de los términos que representan pérdidas de energía). La secuencia de cálculo establece los siguientes pasos,

1. Se predice un valor del calado en la sección incógnita, y_2 .
2. Se determina el factor de transporte en la sección 2, mediante la ecuación (5) aplicada a una sección o a secciones compuestas, tal como se ha descrito.
3. Se calcula la velocidad:
 - a. Cálculo del factor de corrección de energía cinética, mediante la ecuación (9).
 - b. Cálculo de la carga de velocidad $\alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$, donde $V_2 = Q_2/A_2$.
4. Cálculo de S_f mediante alguna de las opciones vistas, por ejemplo utilizando la ecuación (11).

En caso de emplearse alguno de los otros métodos para S_f , es necesario calcular previamente las pendientes de fricción correspondientes a cada sección, lo cual es inmediato dado que se dispone de caudales y factores de transporte.

5. Cálculo de h_{ce} . Dadas V_1 y V_2 , se escoge el caso correspondiente (contracción o expansión) y se calcula la pérdida empleando el coeficiente C seleccionado.
6. Cálculo de \tilde{y}_2 : calado en 2,
 - a. Cálculo de longitud ponderada del tramo. Los caudales de cada sub-sección son evaluados bajo la misma hipótesis con la que se calcula el factor de corrección de energía cinética. Es decir, para una sub-sección i

se tendrá que $Q_i = K_i S_f^{1/2}$. Luego, para cada subregión i , $\bar{Q}_i = (Q_{i1} + Q_{i2})/2$. La longitud ponderada viene dada por la ecuación (3).

b.
$$h_e = LS_f + h_{ce}$$

c. Aplicación de conservación de energía

$$\tilde{y}_2 = z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - z_2 - \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} - h_e \quad (16)$$

7. Verificación de convergencia. La tolerancia por defecto es de 0.003 m, pudiéndose también ser elegida por el usuario. Se compara el calado calculado con el inicial, $\tilde{y}_2 \leq y_2$. Si $|\tilde{y}_2 - y_2| \leq \text{tolerancia}$, se detiene el bucle y se procede a avanzar al siguiente tramo. Si $|\tilde{y}_2 - y_2| > \text{tolerancia}$, se retorna al paso 1.

- El criterio usado para determinar un valor predictor del calado, y_2 , depende de la iteración que se trate. Si se trata de la iteración inicial (0), se asume el calado correspondiente a la sección anterior. La siguiente iteración (1) asume un calado calculado sumando un 70 % de la diferencia entre el valor calculado y el supuesto en la iteración inicial. Es decir,

$$y_2^{(1)} = y_2^{(0)} + 0.7 (\tilde{y}_2^{(0)} - y_2^{(0)}) \quad (17)$$

Los pasos siguientes responden a un método de la *secante*, donde se tiene en cuenta los resultados obtenidos en las dos iteraciones previas. La ecuación correspondiente se puede escribir como

$$y_2^n = y_2^{(n-2)} - \frac{(\tilde{y}_2^{(n-2)} - y_2^{(n-2)})(y_2^{(n-2)} - y_2^{(n-1)})}{(y_2^{(n-1)} - \tilde{y}_2^{(n-1)}) + (\tilde{y}_2^{(n-2)} - y_2^{(n-2)})} \quad (18)$$

Se agrega un limitador para evitar pendientes excesivas de las secantes. Para ello, se limita el incremento de calado de una iteración a la siguiente en un 50% del calado asumido en la iteración previa. Por otra parte, el método puede fallar si $y_2^{(n)}$ es muy pequeño. El programa asume que si

$y_2^{(n)} < 0.01$, el nuevo valor de calado predictor estará dado por la media entre el valor calculado y el asumido en la iteración previa.

- El número de iteraciones para conseguir la convergencia y, por lo tanto, el balance de la superficie libre, es, por defecto, de 20. De forma adicional, el programa almacena los valores de calado que producen el mínimo error entre los valores calculados y asumidos (se denomina *superficie libre de mínimo error*). Si el máximo número de iteraciones es alcanzado sin conseguir la tolerancia pretendida, el programa calcula el calado crítico mediante el procedimiento descrito en el apartado 4.3.4.8. Se consideran dos situaciones:
 1. Si el error asociado a la *superficie libre de mínimo error* es menor que una tolerancia dada (por defecto es 0.003 m) y la superficie se halla en la zona correcta respecto de la crítica, el programa usa el valor obtenido como resultado final, emitiendo un mensaje de aviso.
 2. Si el error asociado a la *superficie libre de mínimo error* es mayor que la tolerancia dada y la superficie se halla en la zona incorrecta respecto de la crítica, escoge el valor crítico como valor final y emitiendo un mensaje de aviso.

Debe tenerse en cuenta que ambas soluciones son, en esencia, arbitrarias y asumidas como valores razonables para continuar el cálculo. Si no se alcanza la convergencia, se recomienda analizar los datos introducidos. Además de algún error cometido, el origen puede estar en asumir secciones transversales demasiado separadas, o la violación de la hipótesis de movimiento gradual (esta puede ser la causa de estar en la proximidad de zonas con calados críticos) o como resultado de haber asumido un régimen incorrecto.

- Una vez que la elevación ha sido calculada, el programa verifica si el calado se encuentra en el régimen correcto, es decir, por encima del calado crítico si se está calculando en régimen lento y viceversa en rápido. Nuevamente, si esto no se cumple, el programa asume calado crítico y envía un mensaje de aviso. Como conclusión, se debe analizar con espíritu crítico los datos e hipótesis asumidos cuando aparecen estos mensajes.

- La verificación del régimen implica el cálculo del número de Froude. En el caso de secciones compuestas, el cálculo directo del número de Froude es poco preciso. Por lo tanto, para preveer este extremo, HEC-RAS, emplea dos procedimientos. Para el caso de flujos lentos, calcula el número de Froude correspondiente al cauce principal y al total, verificando si son mayores o no a 0.94. Si alguno de los dos números de Froude son mayores, se calcula en forma más precisa el calado crítico mediante el método de la energía específica mínima. Para el caso de flujos rápidos, se usa siempre el segundo método.
- Una decisión de gran importancia es determinar la sección de partida. Deberá tratarse de una sección de control, es decir donde sea conocido el calado. Esta sección inicial no tiene porqué coincidir con uno de los extremos de la zona a estudiar si se produce, por ejemplo, un cambio de régimen. La dirección de avance en el cálculo puede entenderse como la dirección de avance física de una perturbación. Si se perturba un flujo lento, esta se percibe aguas arriba y aguas abajo. Si se perturba un flujo rápido, se percibe aguas abajo. En el avance numérico, el proceso es el mismo. A partir de la sección de control se avanza aguas arriba si el flujo es lento y aguas abajo si el flujo es supercrítico. Este sentido de avance está originado por la ecuación que se está resolviendo. De acuerdo al signo relativo de la velocidad de propagación de la onda de gravedad ($c = \sqrt{gy}$), y de la velocidad media de la corriente, la dirección de propagación de uno de los modos es aguas arriba o aguas abajo. Si, por ejemplo, el problema en cuestión contiene un salto hidráulico, se avanzará hacia aguas abajo desde un extremo y hacia aguas arriba desde el otro, acercándose ambas soluciones en la posición del salto.

4.3.4.8. Verificación de condición crítica:

De acuerdo al método de cálculo descrito, el calado crítico y_c será calculado en alguno de los siguientes supuestos,

1. Cálculo en régimen rápido.
2. Solicitado por el usuario.

3. Verificación de régimen en un contorno, forma de confirmar que el dato dado por el usuario es en el régimen correcto.
4. Verificación adicional del número de Froude.
5. Cálculo a posteriori en caso de exceder el máximo número de iteraciones.

La altura total de la energía para una sección transversal se define por:

$$H = WS + \frac{aV^2}{2g} \quad (19)$$

donde:

H = Energía total.

WS = Elevación de la superficie del agua.

$\frac{aV^2}{2g}$ = Término de velocidad.

La elevación de la superficie crítica de agua es la altura para la cual la energía total alcanza un mínimo (es decir, mínima energía específica para esa sección transversal del flujo dado). La elevación crítica se determina con un procedimiento iterativo, mediante el cual se asumen que los valores de WS y los valores correspondientes de H se determinan con la ecuación 19 hasta que se alcance un valor mínimo de H .

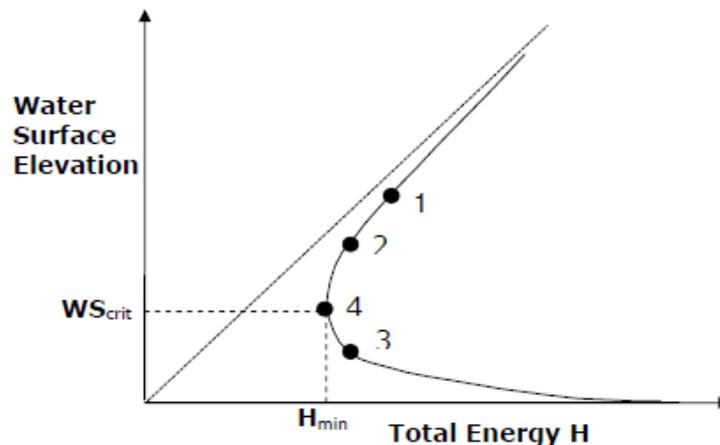


Figura 4.7. Diagrama de energía frente a calado (HEC-RAS, 2010).

El programa cuenta con dos métodos para calcular la profundidad crítica: el método "parabólico" y el método de la "secante". El método parabólico es computacionalmente más rápido, pero sólo es capaz de localizar una sola energía mínima. Para la mayoría de las secciones transversales sólo habrá un mínimo en la curva de energía total, por lo tanto el método parabólico se ha definido como el método por defecto. Si el método parabólico no converge, el programa automáticamente llevará a cabo el método de secante.

En ciertos casos puede ocurrir que exista más de un mínimo relativo de energía específica, lo cual debe ser considerado en el método de cálculo. Este hecho suele estar asociado a la existencia de secciones compuestas, o con existencia de zonas por las que discurre el agua cuando se supera un determinado calado (definidas por *levees*), o ya sea con secciones transversales no activas. Para ilustrar este caso, la Figura 4.8 muestra una sección compuesta de un canal y su diagrama de la energía frente al calado. Para un caudal dado, nos encontramos con dos mínimos, el de menor calado crítico corresponderá al transporte exclusivamente en el cauce principal, mientras que el mayor corresponderá a la sección compuesta. En ambos casos, el número de Froude debe corresponder a la unidad. Sin embargo, nos podemos encontrar con que el primer punto crítico hallado no sea el verdadero mínimo. Si se calcula la energía para el caso de la figura, la curva $E(y)$ tendrá un aspecto como el representado, con los mínimos mencionados.

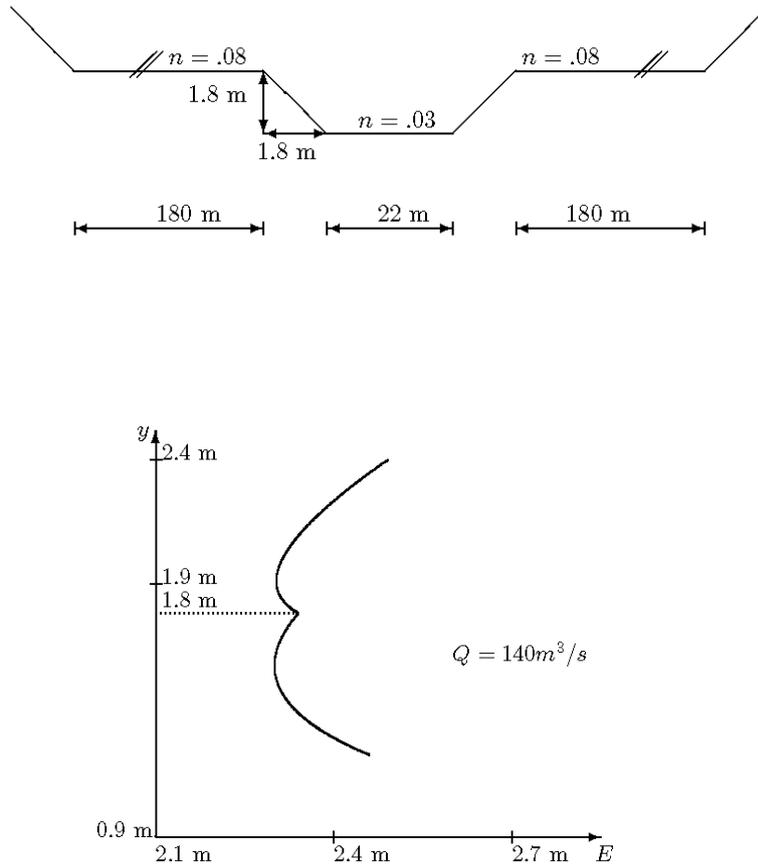


Figura 4.8. Sección compuesta de un canal y diagrama de la energía frente al calado (HEC-RAS, 2010).

4.3.4.9. Cantidad de movimiento:

La principal limitación de utilizar la ecuación de la energía es en aquellas regiones del flujo en que es difícil evaluar las pérdidas. Esto es particularmente notable en zonas de flujos rápidamente variados, tal como en el caso del salto hidráulico. En estos casos se recurre a la ley de conservación de cantidad de movimiento. La justificación es que si se busca más precisión en evaluar las fuerzas actuantes en un determinado volumen de control y su superficie que en evaluar las pérdidas que se producen en él, podemos calcular las variables sin incluir conservación de energía, dado que esta ley, para un flujo incompresible, está desacoplada del resto. Por tanto, podemos calcular las variables del movimiento sin recurrir a ella.

La ecuación de la cantidad de movimiento se deriva de la segunda Ley de Newton del movimiento: Fuerza = Masa · aceleración.

$$\sum F_x = m a \quad (20)$$

La segunda Ley de Newton del movimiento se puede aplicar a un cuerpo de agua cerrado, es decir, limitado por dos secciones de flujo, 1 y 2, correspondientes respectivamente a la entrada y salida. En el volumen de control VC así definido se representa un esquema de las fuerzas de volumen y de superficie que en general, intervienen en el movimiento de forma relevante (Figura 4.9). Se puede escribir la siguiente expresión para el cambio de la cantidad de movimiento en una unidad de tiempo:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (21)$$

donde:

W_x = Fuerza debida al peso del de agua en la dirección X.

P_1 y P_2 = Fuerzas de presión actuantes en las secciones 1 y 2, respectivamente.

F_f = Fuerza resistente al movimiento por fricción, resultado de integrar las tensiones cortantes en las paredes del cauce en toda el área de contacto entre el fluido y el fondo y paredes.

Q = Caudal.

ρ = Densidad del agua.

ΔV_x = Cambio de velocidad entre las secciones 2 y 1, en la dirección X.

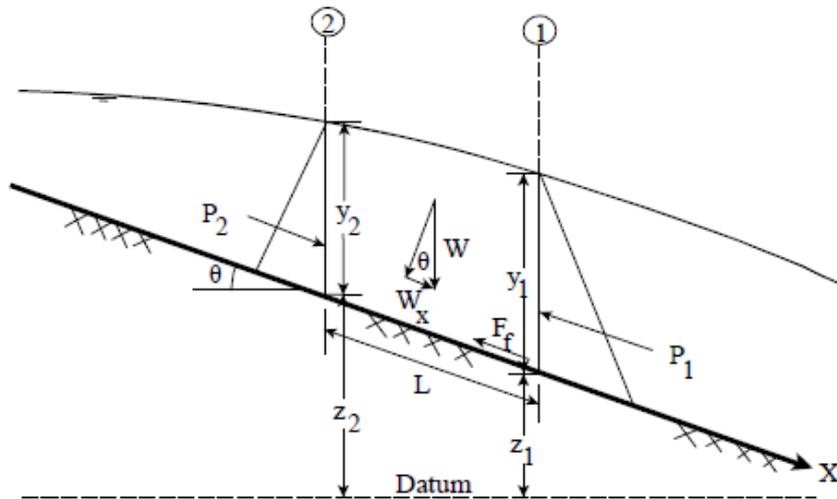


Figura 4.9. Corte longitudinal del cauce (HEC-RAS, 2010).

A continuación se definen las diversas variables:

- Fuerzas de presión hidrostática:

La fuerza en la dirección X debido a la presión hidrostática es:

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta \tag{22}$$

La suposición de una distribución de presión hidrostática sólo es válida para pendientes menores de 1:10. El $\cos \theta$ para una pendiente de 1:10 (aproximadamente 6 grados) es igual a 0.995. Debido a que la pendiente es mucho menor que 1:10, $\cos \theta$ puede establecerse igual a 1.0 (Chow, 1959). Por lo tanto, las ecuaciones para la fuerza de presión hidrostática en las secciones 1 y 2 son las siguientes:

$$P_1 = \gamma A_1 \bar{Y}_1 \tag{23}$$

$$P_2 = \gamma A_2 \bar{Y}_2 \tag{24}$$

donde:

γ = Peso del agua.

A_i = Área mojada de la sección transversal en los puntos 1 y 2.

\bar{Y}_i = Profundidad del centro de gravedad de la sección de flujo en los puntos 1 y 2.

- Fuerza-peso del agua:

Se obtiene como el producto entre el peso específico del agua (unidad de peso de agua) y el volumen de agua en el volumen de control.

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \quad (25)$$

$$W_x = W \times \sin \theta \quad (26)$$

$$\sin \theta = \frac{z_2 - z_1}{L} = S_0 \quad (27)$$

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 \quad (28)$$

donde:

L = Distancia entre las secciones 1 y 2 en el eje X .

S_0 = Pendiente del canal, basado en la elevación media del fondo.

Z_i = Elevación del fondo en las secciones 1 y 2.

- Fuerza de fricción externa:

$$F_f = \tau \bar{P} L \quad (29)$$

donde:

\bar{P} = Promedio del perímetro mojado entre las secciones 1 y 2.

τ = Tensión tangencial o de corte, definida como:

$$\tau = \gamma \bar{R} \bar{S}_f \quad (30)$$

donde:

\bar{R} = Promedio del radio hidráulico ($R = A / P$) entre las secciones 1 y 2.

\bar{S}_f = Pendiente de la línea de energía (pendiente de fricción).

Sustituyendo (30) en (29), queda:

$$F_f = \gamma \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \bar{S}_f \bar{P} L = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \bar{S}_f L \quad (31)$$

- Masa por aceleración:

$$m a = Q \rho \Delta V_x = \frac{Q \gamma}{g} (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2) \quad (32)$$

donde:

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

$$\Delta V_x = (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2)$$

β = Coeficiente de cantidad de movimiento que tiene en cuenta una distribución de velocidad variable en canales irregulares.

Sustituyendo (32) en la ecuación 21 y suponiendo que Q puede variar de 2 a 1:

$$\gamma A_2 \bar{Y}_2 - \gamma A_1 \bar{Y}_1 + \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1 \gamma}{g} \beta_1 V_1 - \frac{Q_2 \gamma}{g} \beta_2 V_2$$

$$\frac{Q_2 \beta_2 V_2}{g} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1 \beta_1 V_1}{g} + A_1 \bar{Y}_1$$

$$\frac{Q_2^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1^2 \beta_1}{gA_1} + A_1 \bar{Y}_1 \quad (33)$$

La ecuación (33) es la forma funcional de la ecuación del momento que se utiliza en HEC-RAS.

El programa emplea la conservación de cantidad de movimiento en diversas opciones. En particular, cuando se opta por el denominado cálculo en flujo mixto, utilizado cuando se producen o pueden producirse tanto regímenes lentos como rápidos, también se emplea en el cálculo de flujos en confluencias o en el cálculo de flujos bajo puentes.

4.3.4.10. Modelización de puentes:

Existen cuatro métodos para el cálculo de las pérdidas a través del puente:

- Ecuación de la energía (método de paso estándar).
- Ecuación de la cantidad de movimiento.
- Ecuación de Yarnell.
- Método de WSPRO FHWA.

Si el flujo es inferior, es decir, si la superficie de agua está por debajo del nivel inferior del tablero (Figura 4.10) se pueden utilizar los cuatro métodos citados anteriormente.

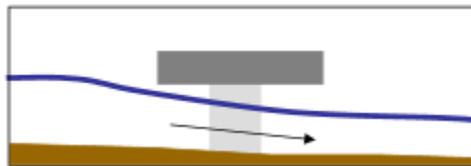


Figura 4.10. Paso del agua por debajo del tablero del puente.

Si por el contrario el flujo es superior, y por tanto la superficie del agua está por encima del nivel inferior del tablero o hay vertido sobre el tablero (Figura 4.11), sólo podemos utilizar el método de la ecuación de la energía.

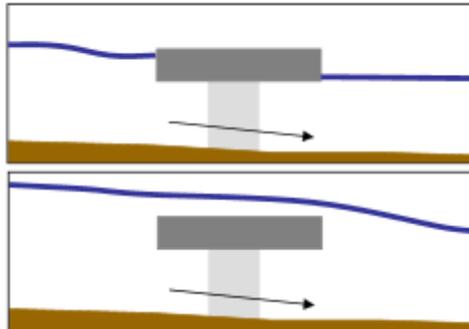


Figura 4.11. Paso del agua por encima del tablero del puente.

- Ecuación de la cantidad de movimiento:

En esta expresión interviene el coeficiente de arrastre C_d en función de la forma de las pilas del puente mediante:

$$F_{pila} = C_d \cdot \rho \cdot A \cdot \frac{v}{2} \quad (34)$$

En la Tabla 4.3 se recogen los valores habituales del coeficiente de arrastre en función de la forma de la pila.

PILA	C_d
Circular	1.20
Alargada con extremos circulares	1.33
Elíptica (2:1)	0.60
Elíptica (4:1)	0.32
Elíptica (8:1)	0.29
Rectangular	2.00
Extremo triangular 30°	1.00
Extremo triangular 80°	1.39
Extremo triangular 90°	1.60
Extremo triangular 120°	1.72

Tabla 4.3. Coeficientes de arrastre de las pilas de puentes en el método de la cantidad de movimiento.

- Ecuación de Yarnell:

Esta ecuación obtiene la sobreelevación del agua en función de la velocidad, el calado, y el área obstruida. La forma de las pilas se tiene en cuenta mediante el coeficiente K de Yarnell.

En la Tabla 4.4 se recogen los valores habituales del coeficiente de Yarnell en función de la forma de la pila.

PILA	K
Semicírculos en extremos	0.90
Pilas gemelas cilíndricas unidas	0.95
Pilas gemelas cilíndricas sin unión	1.05
Extremo triangular (90°)	1.05
Rectangular	1.25
Ten pile trestle bent	2.50

Tabla 4.4. Coeficientes K de pilas de puentes en el método de la ecuación de Yarnell.

- Método de WSPRO FHWA (no se utiliza en este proyecto):

Es un método basado en la ecuación de la energía. Considera un coeficiente de pérdidas empírico en función de la geometría de:

- Cotas del fondo y de las márgenes.
- Pendiente transversal de los estribos.
- Pendiente del talud de la carretera.
- Aletas de acompañamiento en estribos.
- Transición del cauce.

4.3.4.10.1. Áreas de flujo inefectivas:

Las áreas de flujo inefectivas son áreas de la sección transversal que no contribuyen activamente al transporte de caudal, es decir, donde se considera que el agua tiene velocidad nula.

Es el caso típico de los puentes, donde la sección de paso respecto a la sección disponible es mucho más pequeña y se produce un efecto de contracción o expansión. Por lo tanto, en las secciones aguas arriba y aguas debajo de los puentes, las áreas de agua que quedan inmediatamente detrás o delante de los estribos no deben tener ningún efecto en lo que al cálculo hidráulico del flujo se refiere.

En las siguientes figuras (Figura 4.12 y Figura 4.13) vemos reflejado lo dicho anteriormente.

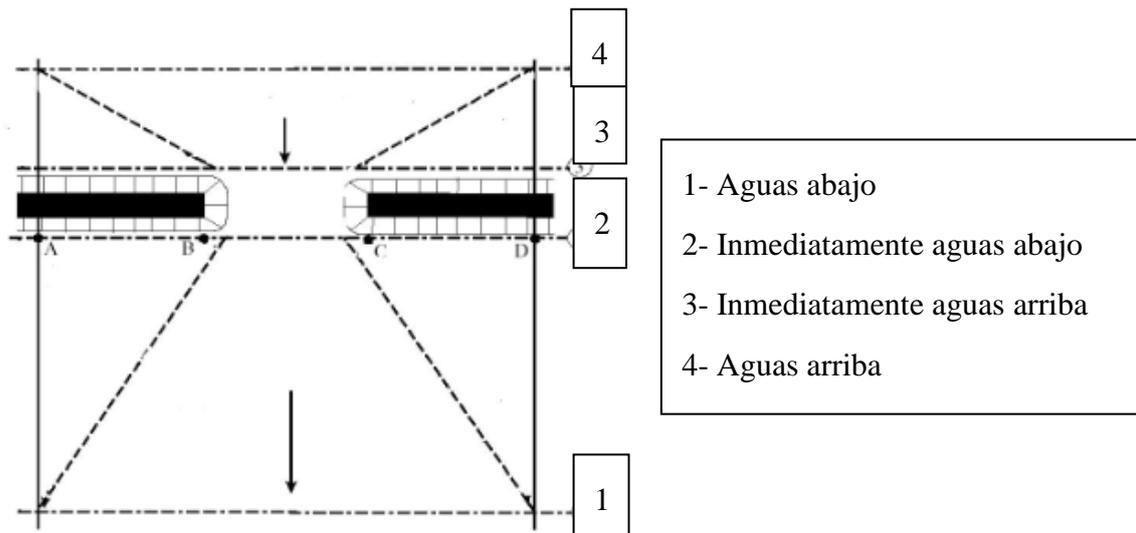


Figura 4.12. Ubicación de las secciones transversales de las inmediaciones de los puentes (HEC-RAS, 2010).

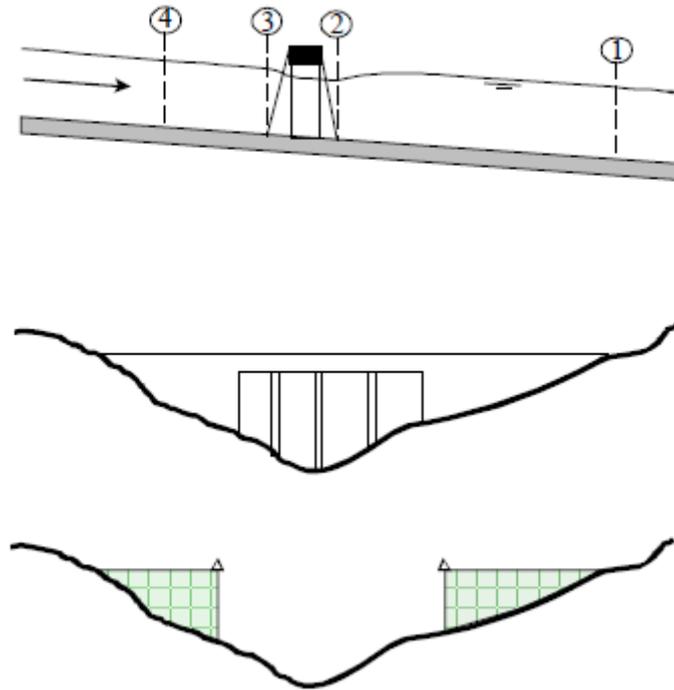


Figura 4.13. Sección transversal cerca de los puentes (HEC-RAS, 2010).

4.3.5. Limitaciones del programa para el flujo permanente:

Los siguientes supuestos están implícitos en las expresiones analíticas utilizadas en la versión actual del programa:

- El flujo es constante.
- El flujo es gradualmente variado, excepto en estructuras hidráulicas tales como: puentes, alcantarillas y vertederos. En estos lugares, donde el flujo puede variar rápidamente se utilizan la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento y otras ecuaciones empíricas.
- El flujo es unidimensional (es decir, no se contabilizan los componentes en las direcciones que no están en la dirección del cauce principal).
- El río posee pendientes "pequeñas", menores de 1:10.

4.3.6. Transporte de sedimentos:

4.3.6.1. *Transporte de sedimentos en cauces naturales:*

El área total que está cubierta por el agua circulante por los cauces es sólo una proporción muy pequeña de la superficie total de la cuenca drenada (puede ser < 1%). Sin embargo, los mecanismos de transporte de sedimentos en el cauce son los más destacados. El agua que fluye a lo largo de los cauces de los ríos da lugar a varios efectos:

- a) Erosión del cauce del río, profundizándolo y/o ampliándolo.
- b) Transporte sedimentos.
- c) Depósito de sedimentos.

La naturaleza y extensión de estas actividades depende de la energía cinética del flujo, y ésta, a su vez, depende de la cantidad de agua, de la forma y tipo de cauce y del gradiente del flujo. El flujo pierde su energía de varias maneras: la mayor parte se consume en la fricción del agua sobre el cauce y entre las partículas del fluido. La energía que queda para la erosión y transporte de sedimentos es relativamente escasa. La deposición tiene lugar cuando disminuye la energía y el flujo no puede mover por más tiempo el material que ha estado transportando.

El material que el agua levanta directamente del propio cauce (o que es aportado por la escorrentía de las laderas, por cauces tributarios o por movimientos de tierras) se mueve aguas abajo hacia su meta final, el océano.

Considerando únicamente la resistencia que ofrecen a ser transportados se pueden distinguir en un cauce natural tres clases de materiales: materiales cohesivos, materiales no cohesivos o granulares y rocas.

El material cohesivo está formado de partículas muy pequeñas que ofrecen resistencia al flujo de agua. Se necesitan velocidades más altas para erosionar las partículas del tamaño de arcilla y limo ya que la fuerza de cohesión que impide el transporte de las partículas es considerablemente mayor que el peso de la partícula. Una vez que esta fuerza es vencida, la partícula se puede comportar como si fuera granular y es transportada fácilmente en suspensión debido a su peso y tamaño reducidos.

El material granular está formado por partículas sueltas. La fuerza que el agua debe hacer para mover las partículas es función del peso de cada partícula y del coeficiente de fricción interna.

El material rocoso usualmente no es movido por el agua durante el tiempo de vida de una estructura. Puede comportarse como granular si está fracturado y si la energía del flujo es muy alta.

a) Erosión del cauce del río (degradación del cauce):

Los materiales se degradan en diferentes tiempos: los suelos granulares sueltos se erosionan rápidamente mientras que los suelos arcillosos son más resistentes a la erosión. Sin embargo, la degradación final de suelos cohesivos o cementados puede ser tan profunda como la de suelos arenosos, variando el tiempo en el cual se produce. Por ejemplo, bajo condiciones de flujo constante, la degradación máxima se alcanza en horas para suelos arenosos, en tanto que puede tardar días en suelos cohesivos, meses en depósitos glaciales, piedras areniscas y pizarras, años en piedra caliza y siglos en rocas tipo granito.

El caso más frecuente asociado con problemas en hidráulica fluvial (y por tanto, el más ampliamente estudiado) es la interacción entre el flujo y el material granular aluvial.

Debido al proceso de transporte, el sedimento presente en una determinada sección del canal, y en un momento dado, ha experimentado cambios en cuanto a su forma, tamaño y distribución de tamaños (curva granulométrica). Esos cambios se deben principalmente a los fenómenos de abrasión y selección hidráulica:

- **Abrasión.** Es la reducción en tamaño de las partículas de sedimento por acción mecánica, tales como impacto, deslizamiento, frotación (fricción), rotación, salto, suspensión intermitente o continua (dependiendo de la intensidad del flujo).
- **Selección o clasificación hidráulica.** Consiste en el agrupamiento, por la acción del flujo, de las partículas de sedimento que responden al flujo en una manera similar; al mismo tiempo, en la separación de aquellas partículas que responden al flujo en una forma diferente.

Para tener una orientación los tamaños aproximados son los siguientes:

- Partículas de tamaño entre 1 y 10 mm ($1 \text{ mm} < D < 10 \text{ mm}$) tienden a moverse por rotación sobre los granos más abundantes (arenas) y pueden ser transportadas rápidamente.
- Arenas de tamaño fino a grueso ($0.0625 \text{ mm} < D < 1 \text{ mm}$) se mueven por tracción y suspensión intermitente, con deposición temporal en dunas y barras puntuales.
- Limos y arcillas ($D < 0.0625 \text{ mm}$) se mueven principalmente en suspensión continua (como carga de lavado) y pueden ser transportados rápidamente hasta la salida de la cuenca o pueden ser rápidamente depositados en las llanuras de inundación.

El límite para las partículas finas es aquel tamaño que la turbulencia del flujo no es capaz de levantar en suspensión. El límite para las partículas gruesas es aquel tamaño que rueda difícilmente con la corriente.

Los procesos de suspensión, transporte y posterior deposición del sedimento dependen no sólo de las condiciones del flujo sino también de las propiedades del sedimento.

b) Mecanismos de transporte:

Los mecanismos de transporte pueden ser tres: solución, suspensión y carga de lecho.

- Solución. En la naturaleza no existe agua que sea completamente pura. Cuando cae el agua y se filtra en el terreno, disuelve algunos de los componentes del suelo. Después, el agua puede infiltrarse a través de las aberturas, poros y grietas de la roca y disolver materiales a medida que se mueve. La cantidad de materia disuelta contenida en el agua varía con el clima, la estación y la ubicación geológica y se mide en términos de partes de materia disuelta por millón de partes de agua (ppm). En algunas ocasiones la cantidad de material disuelto excede de 1.000 partes por millón, pero por lo común es mucho menor. Los compuestos que más frecuentemente se encuentran en solución en el agua que escurre en la superficie, sobre todo en las regiones áridas, son calcio y magnesio. Además, el flujo lleva pequeñas cantidades de cloruros, nitratos, sulfatos y quizá trazas de potasio.

- **Suspensión.** Las partículas de materia sólida que son barridas por el flujo turbulento de un río constituyen el material en suspensión. Este proceso de transporte está controlado por dos factores: la turbulencia del agua y la velocidad de caída de cada grano individual. La velocidad de caída es la relación que eventualmente alcanza un grano cuando la aceleración causada por la gravedad se equilibra con la resistencia del fluido a través del cual está cayendo el grano. En este caso, el fluido es el agua. Si se deja caer un grano de arena en un estanque tranquilo, se asentará hacia el fondo a una velocidad siempre creciente hasta que la fricción del agua sobre el grano equilibre este grado de incremento; después se asentará el grano a una velocidad constante, que es su velocidad de caída. Si se introduce una fuerza que iguale o exceda esta velocidad, se logra mantenerlo en suspensión.

La velocidad de caída aumenta con el tamaño de la partícula, suponiendo que su forma general y densidad permanecen iguales. Cuanto más grande es una partícula, más turbulento deberá ser el flujo que se necesita para mantenerla en suspensión. Puesto que la turbulencia aumenta con la velocidad de flujo, la cantidad más grande de material es movida durante la época de avenidas, es decir, cuando las velocidades y la turbulencia son mayores, de manera que solamente en unas cuantas horas o muy pocos días durante la época de avenidas, un flujo transporta más material que durante períodos de flujo bajo o normal mucho más largos.

- **Carga de lecho o carga de fondo.** Los materiales que se mueven a lo largo del fondo del cauce constituyen la carga de lecho, en contraste con la carga suspendida y la carga en solución. Las partículas de la carga de lecho se mueven hacia adelante de 3 maneras: por saltación, rodamiento y deslizamiento. Una partícula transportada por saltación brinca de un punto a otro del lecho; primero es levantada por un movimiento de agua turbulenta y despedida hacia adelante; a continuación, si es demasiado pesada para mantenerse en suspensión, cae otra vez al fondo en algún sitio, aguas abajo. Algunas partículas son excesivamente grandes y pesadas para ser levantadas, aun momentáneamente, por la corriente; pero pueden ser empujadas y llevadas a lo largo del lecho y, de acuerdo con su forma, moverse hacia adelante, ya sea por rodamiento o por deslizamiento.

Las partículas se mueven generalmente rodando o deslizándose unas sobre otras en velocidades bajas. Sin embargo, cuando las velocidades aumentan, arenas e incluso gravas pueden ser transportadas en suspensión.

Los diferentes enfoques presentados para definir los modos de transporte parecen ser subjetivos. Sin embargo, en la práctica, resultan ser muy útiles para la identificación de los mismos.

Teniendo en cuenta el punto de vista de la práctica ingenieril, un factor de interés a determinar es la tasa de transporte de sedimento, medida en volumen por unidad de tiempo o peso seco por unidad de tiempo, que atraviesa una determinada sección transversal del cauce asociada a una condición hidráulica dada. Esta tasa denominada también caudal sólido permite realizar balances sedimentológicos en tramos del cauce para analizar un gran número de problemas de importancia práctica, tales como identificar zonas con tendencia a la erosión o deposición, estimar tasas de reposición de sedimentos para la explotación de áridos, estimar la vida útil de un embalse, etc.

Observaciones experimentales, para el caso de transporte de lecho, han destacado la importancia del parámetro de estabilidad definido como:

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\rho(s-1)gd_s} \quad (35)$$

Shields (1936) definió un valor crítico para este parámetro, y demostró que $(\tau_*)_c$ es ante todo una función del número de Reynolds de corte $(V_* d_s / \mu)$. Por lo tanto, para que se inicie el movimiento de carga de lecho en un cauce natural, las condiciones tanto del material como del fluido deben cumplir en la siguiente condición:

$$\tau_* > (\tau_*)_c$$

El parámetro crítico de Shields depende de las condiciones hidráulicas que se producen en una zona cerca del fondo del lecho y dependen de la forma de la partícula y de su posición con respecto a las otras. Como las condiciones cerca del fondo dependen del número de Reynolds de las partículas, el parámetro crítico de estabilidad depende de este número de Reynolds (Van Rijn, 2007). Shields demostró que $(\tau_*)_c$ está en función del número de Reynolds de corte como se presenta en la siguiente figura.

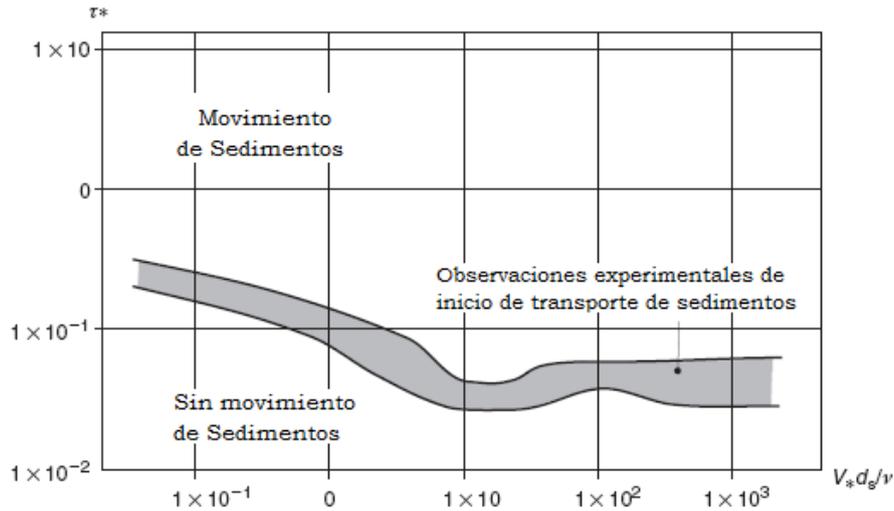


Figura 4.14. Diagrama de Shields para sedimentos en agua (Chanson, 2004).

En el diagrama de Shields, usando como datos de entrada el número de Reynolds de la partícula y el parámetro crítico de Shields $(\tau^*)_c$, es posible determinar los diferentes tipos de regímenes de flujo (Tabla 4.5).

Regimen de flujo	Parámetros del diagrama	
	Reynolds Re_*	Shields $(\tau^*)_c$
Flujo turbulento liso	$Re_* < 4$ a 5	$0.035 < (\tau^*)_c$
Régimen de transición	4 a $5 < Re_* < 75$ a 100	$0.03 < (\tau^*)_c < 0.04$
Flujo turbulento completamente rugoso	75 a $100 < Re_*$	$0.03 < (\tau^*)_c < 0.06$

Tabla 4.5. Rangos de aplicabilidad del diagrama de Shields para distintos regímenes de flujo turbulento (Chanson, 2004).

En un cauce, al producirse un flujo turbulento completamente rugoso, el parámetro crítico de Shields $(\tau^*)_c$ es casi constante, mientras que el esfuerzo cortante crítico del lecho $(\tau^*)_c$ para movimiento de carga de lecho se vuelve proporcional al tamaño del sedimento.

La relación entre fuerzas generadoras del movimiento (esfuerzo cortante) y las fuerzas estabilizadoras (condicionadas por el peso de la partícula) son el origen del parámetro de estabilidad de Shields (τ^*) . Es por ello que reemplazando la ecuación (43) en la ecuación (35) dicho parámetro puede ser representado también por:

$$\tau_* = \frac{V_*^2}{(s-1)gd_s} \quad (36)$$

c) Deposición:

Cuando la velocidad del flujo disminuye por debajo del punto necesario para mantener el material en suspensión, comienza la deposición de la carga suspendida. La deposición es un proceso selectivo. Primero se asientan los materiales más gruesos. Después, a medida que la velocidad (y en consecuencia la energía) disminuye, se van asentando materiales cada vez más finos.

Los sedimentos de un medio fluvial presentan características diversas según la zona en que se hayan depositado de manera que unos representan la acumulación en el cauce principal, otros, la que tuvo lugar en sus márgenes y también existen otros sedimentos correspondientes a zonas alejadas del cauce.

4.3.6.1.1. *Propiedades de los sedimentos:*

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y posterior deposición del sedimento, dependen no sólo de las condiciones del flujo sino también de las propiedades del sedimento. Entre otras propiedades se considerarán a continuación:

4.3.6.1.1.1. *Tamaño:*

El tamaño de una partícula de sedimentos es su característica más importante y de allí que fue la única propiedad que se utilizó en el pasado para caracterizar el grano de sedimento. Cuando la forma, la densidad y la distribución granulométrica son semejantes, se puede considerar que la variación del tamaño define la variación del comportamiento del sedimento. Es más común identificar el tamaño del sedimento según la proporción (en peso o en volumen) en que se encuentre en la muestra, bien sea del lecho o en suspensión.

En general, D_n es el diámetro tal que el n por ciento de la muestra en peso tiene partículas menores que D_n .

Diámetros característicos muy usados en hidráulica fluvial que se obtienen de una curva granulométrica son: D_{16} , D_{50} , D_{84} y D_m .

El diámetro medio ponderado D_m , es una medida de la tendencia central, mientras que el diámetro medio aritmético, D_{50} , es el diámetro que representa la mediana de la muestra, en donde el 50% de la muestra en peso tiene partículas menores que D_{50} . Sólo para distribuciones simétricas $D_m = D_{50}$. Una aproximación bastante común se logra con: $D_m \approx 1.25 \cdot D_{50}$.

Los diámetros característicos son:

- Diámetro nominal, D_n . Es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula de que se trata (Figura 4.15).

$$D_n = \left(\frac{6V_l}{\pi} \right)^{1/3} \quad (37)$$

donde V_l es el volumen de la partícula.

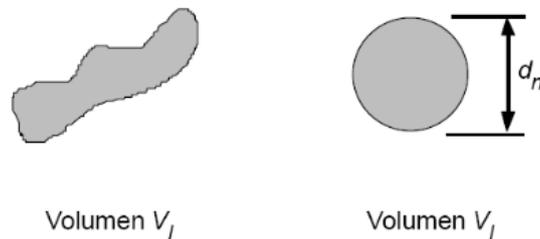


Figura 4.15. Diámetro nominal de partículas (Rocha Felices, 1998).

- Diámetro de sedimentación, d_s . Se define como el diámetro de una esfera de la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad terminal uniforme en el mismo fluido y a la misma temperatura (Figura 4.16).

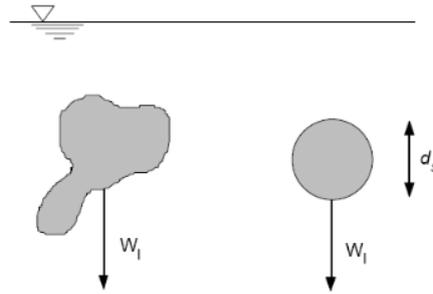


Figura 4.16. Diámetro de sedimentación de partículas (Rocha Felices, 1998).

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

- Diámetro del tamiz o cribado, d_i . Es la apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pasa la partícula en una distribución granulométrica (Figura 4.17).

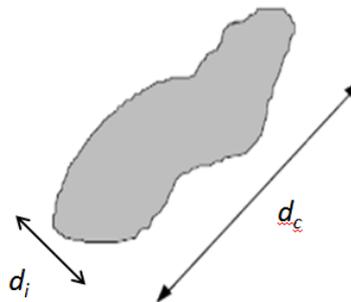


Figura 4.17. Diámetro de cribado de partículas (Rocha Felices, 1998).

4.3.6.1.1.2. Distribución granulométrica:

Las características del material en un tramo de un río se determinan por los promedios de varias muestras tomadas en diferentes partes de la sección longitudinal y transversal del cauce en la zona de estudio. Los análisis granulométricos con tamices se usan para determinar las fracciones de material grueso como gravas y arenas, mientras que los métodos hidrométricos se deben usar para obtener las fracciones de materiales finos como limos y arcillas.

El análisis granulométrico en los cauces se realiza con dos objetivos complementarios que son la determinación de la rugosidad del cauce asociada a la gradación de los sedimentos presentes en el lecho y la distribución granulométrica del material transportado y disponible según las muestras recopiladas en los aforos sólidos. Esto último se hace para establecer y calibrar modelos de transporte de sedimentos que mejor se ajustan a las condiciones medidas en campo durante campañas de aforo.

4.3.6.1.1.3. *Distribuciones teóricas:*

Las observaciones de distintos investigadores llevan a la conclusión de que los tamaños de las partículas que constituyen tales sedimentos no se distribuyen según una ley única. Sin embargo, se ha comprobado también que dependiendo de las condiciones en las que se encuentren los sedimentos en el lecho de los ríos, se dan abundantes casos que presentan una tendencia bastante definida hacia cierto tipo de distribución; es decir, existen sedimentos que se ajustan más a una determinada distribución que a otra.

La concordancia entre una distribución real y una teórica difícilmente es perfecta y en general las discordancias se tienen casi siempre en los extremos o colas de la distribución.

Distribuciones comunes en ríos son la circular para zonas de montaña, la log-normal para cauces formados por gravas y arenas y la normal para cauces de planicie con sedimentos formados por granos finos como limos y arenas.

4.3.6.1.1.4. *Desviación estándar:*

Otro parámetro importante en la especificación de una distribución granulométrica es la desviación estándar de la muestra, σ . Un valor de σ grande indica que existe una variación de diámetros muy amplia, mientras que un valor pequeño indica mayor uniformidad en la distribución.

4.3.6.1.1.5. *Forma de la partícula:*

Es una característica que determina el modo del movimiento de la partícula. Por ejemplo los granos de forma aplanada difícilmente se mueven por rotación, pero sí se desplazan fácilmente y, eventualmente, pueden saltar. Normalmente la forma de la partícula se define a través de la redondez, esfericidad y el factor de forma.

- Redondez. Se define por la relación entre el radio medio de las aristas y esquinas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en la máxima área proyectada de la partícula. Es una característica muy importante en los estudios de abrasión.
- Esfericidad. Es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente al de la partícula y el área superficial de la partícula.

$$\Omega = \sqrt[3]{\frac{bc}{a^2}} \quad (38)$$

donde:

Ω = Esfericidad.

a = Arista más larga.

b = Arista de longitud intermedia.

c = Arista más corta.

- Factor de forma. Se define como:

$$FF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (39)$$

4.3.6.1.1.6. Ángulo de Reposo:

Depende principalmente de la forma de la partícula. La Figura 4.18 muestra varios casos:

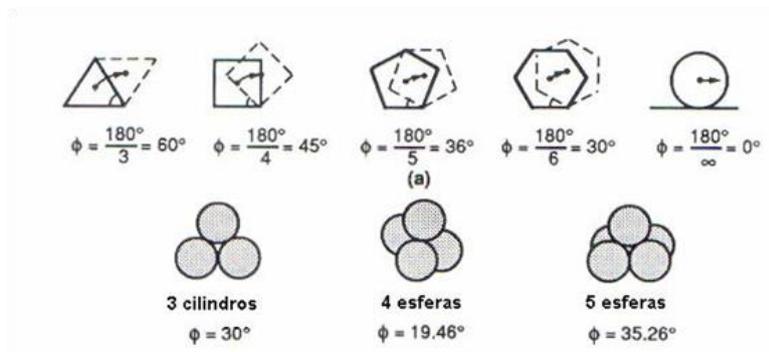


Figura 4.18. Ángulo de reposo de una partícula que depende principalmente de la forma de la partícula, (Lilian Posada, 1994).

4.3.6.1.1.7. *Densidad:*

Para una partícula sólida, es la relación entre la masa que posee la partícula y su volumen.

4.3.6.1.1.8. *Peso específico:*

Es la relación entre el peso de la partícula y su volumen, o lo que es igual, el producto de la densidad y la aceleración de la gravedad.

4.3.6.1.1.9. *Velocidad de sedimentación de la partícula :*

Cuando se tiene un fluido en reposo, las partículas más pesadas se sedimentan con un movimiento vertical hacia abajo. La velocidad final que alcanza la partícula es la velocidad de equilibrio en donde la suma de las fuerzas gravitacional, flotación y arrastre es igual a cero. Este es un parámetro descriptivo de gran importancia en el estudio de la interacción flujo – sedimento, principalmente en el estudio del transporte de sedimentos.

La velocidad de caída de una partícula se expresa de la siguiente manera:

$$W_0 = - \sqrt{\frac{4gd_s}{3 \left(\frac{24\mu}{\rho w_0 d_s} + 1.5 \right)}} (s - 1) \quad (40)$$

donde:

W_0 = Velocidad de sedimentación.

g = Aceleración de la gravedad.

d_s = Diámetro del sedimento.

μ = Viscosidad del fluido.

ρ = Densidad del fluido.

s = Densidad relativa.

4.3.6.1.1.10. *Gravedad específica:*

La gravedad específica, G , se define como la relación entre la densidad de la partícula sólida y la densidad del agua a 4°C.

4.3.6.1.1.11. *Peso específico sumergido:*

Se define por la diferencia entre el peso específico del sedimento y el peso específico del agua.

4.3.6.1.1.12. *Concentración:*

Es la cantidad de partículas contenidas en el seno de un líquido, la cual se puede calcular comparando pesos (concentración en peso) o volúmenes (concentración en volumen). En hidráulica fluvial se considera que la concentración de partículas en suspensión no incluye materia vegetal ni sólidos disueltos. Por ello, para separar las partículas de sedimentos la muestra debe decantarse o filtrarse y no evaporarse.

4.3.6.1.1.13. *Porosidad:*

Se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los granos o volumen del sedimento.

4.3.6.1.2. *Inicio del movimiento de partículas en cauces naturales:*

Es necesario conceptualizar el inicio del movimiento de partículas partiendo del criterio de varios autores (Niño, 2004; Martín Vide, 2003), que consideran el arrastre incipiente de partículas o umbral de movimiento, como el límite entre las condiciones estáticas y dinámicas de las partículas.

Gracias a la condición hidráulica asociada al umbral de movimiento de las partículas del lecho, el concepto de arrastre incipiente puede ser definido como la condición hidráulica límite para la cual se inicia el transporte sólido. Como condición hidráulica se entiende el valor de una variable o conjunto de variables que describen las características del flujo. Por ejemplo, la velocidad media del flujo, la velocidad de corte, la altura de escurrimiento, etc.

Teniendo en cuenta la dinámica de la partícula, la condición de arrastre incipiente corresponde a un equilibrio entre las fuerzas hidrodinámicas, que propician el movimiento de la partícula (por ejemplo, las fuerzas hidrodinámicas de arrastre y sustentación) y las fuerzas que se oponen al movimiento de la misma, relacionadas con la fricción o roce estático, trabamiento de las partículas del lecho, etc.

Partiendo de lo descrito podemos deducir que la condición crítica de arrastre incipiente de partículas o umbral de movimiento, puede ser expresada como una función de las características del material del cauce y de las características del flujo.

Por ello es común encontrar que la condición de transporte incipiente este estructurada en términos de:

$$f\left(\frac{\tau_0}{\sqrt{gd_s}}; \frac{\rho_s}{\rho}; \frac{d_s V_*}{\mu}\right) = 0 \quad (41)$$

donde:

τ_0 = El esfuerzo cortante del lecho.

ρ_s = La densidad del sedimento.

ρ = La densidad del fluido.

d_s = El diámetro del sedimento.

g = La aceleración de la gravedad.

μ = La viscosidad del fluido.

La velocidad de corte (V_*), que es producida por el efecto del movimiento de carga de lecho o arrastre de fondo puede ser representada por:

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (42)$$

De la expresión anterior, despejando τ_0 se obtiene la siguiente expresión que representa el esfuerzo cortante característico en el lecho:

$$\tau_0 = V_*^2 \rho \quad (43)$$

Además, el límite de este esfuerzo cortante puede ser representado por la siguiente expresión:

$$\tau_0 = C_d \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (44)$$

donde:

C_d = Fricción superficial.

V = Velocidad media de flujo.

Una expresión simplificada, para el esfuerzo cortante, cuando se presenta el caso de un canal ancho o río se expresa de la siguiente forma (Castillo, 2002):

$$\tau_0 \approx \rho g Y_n \sin \theta \quad (45)$$

donde:

Y_n = Calado de agua.

ρ = Densidad del fluido.

$\sin \theta$ = Pendiente del lecho.

La velocidad de corte (V_*) de un flujo en equilibrio se puede expresar de la siguiente manera:

$$V_* = \sqrt{g \frac{D_H}{4} \sin \theta} \quad (46)$$

donde D_H es el diámetro hidráulico.

Al trabajar en un canal ancho o en ríos, para aplicar la ecuación (46), se debe considerar un diámetro hidráulico igual a cuatro veces el calado, la ecuación se convierte en:

$$V_* \approx \sqrt{g Y_n \sin \theta} \quad (47)$$

Ahora planteamos la ecuación (41), dejando en términos de la velocidad crítica:

$$f\left(\frac{V_*}{\sqrt{gd_s}}; \frac{\rho_s}{\rho}; \rho \frac{d_s V_*}{\mu}\right) = 0 \quad (48)$$

The diagram shows three arrows pointing from the terms in equation (48) to three boxes below. The first arrow points from $\frac{V_*}{\sqrt{gd_s}}$ to a box labeled 'Número de Froude'. The second arrow points from $\frac{\rho_s}{\rho}$ to a box labeled 'Gravedad específica'. The third arrow points from $\rho \frac{d_s V_*}{\mu}$ to a box labeled 'Número de Reynolds'.

Analizando la expresión (48) se puede deducir que la ocurrencia del movimiento de fondo está en función de: el número de Froude, la gravedad específica, y el número de Reynolds.

Un criterio que da una idea sobre la forma de transporte es (Raudkivi, 1998):

$6.0 > W/V_* > 2.0$ Transporte de fondo, por deslizamiento y rodamiento.

$2.0 > W/V_* > 0.7$ Transporte de fondo por saltación.

$0.7 > W/V_* > 0.0$ Transporte en suspensión.

donde:

W = velocidad de caída.

V_* = velocidad cortante.

4.3.6.1.3. Distribución del transporte de sedimentos:

La carga de material de lecho del cauce puede ser transportada sobre el fondo del río o en suspensión en toda la columna de agua como ya se ha visto anteriormente.

La carga lavada, corresponde al material más fino, usualmente arcillas y limos, con origen en la cuenca, o bien, pueden provenir de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Este material es transportado en suspensión la mayor parte del tiempo, excepto en zonas de aguas tranquilas como embalses donde el material muy fino puede sedimentarse.

La Figura 4.19 muestra la clasificación de distribuciones del transporte de sedimentos.

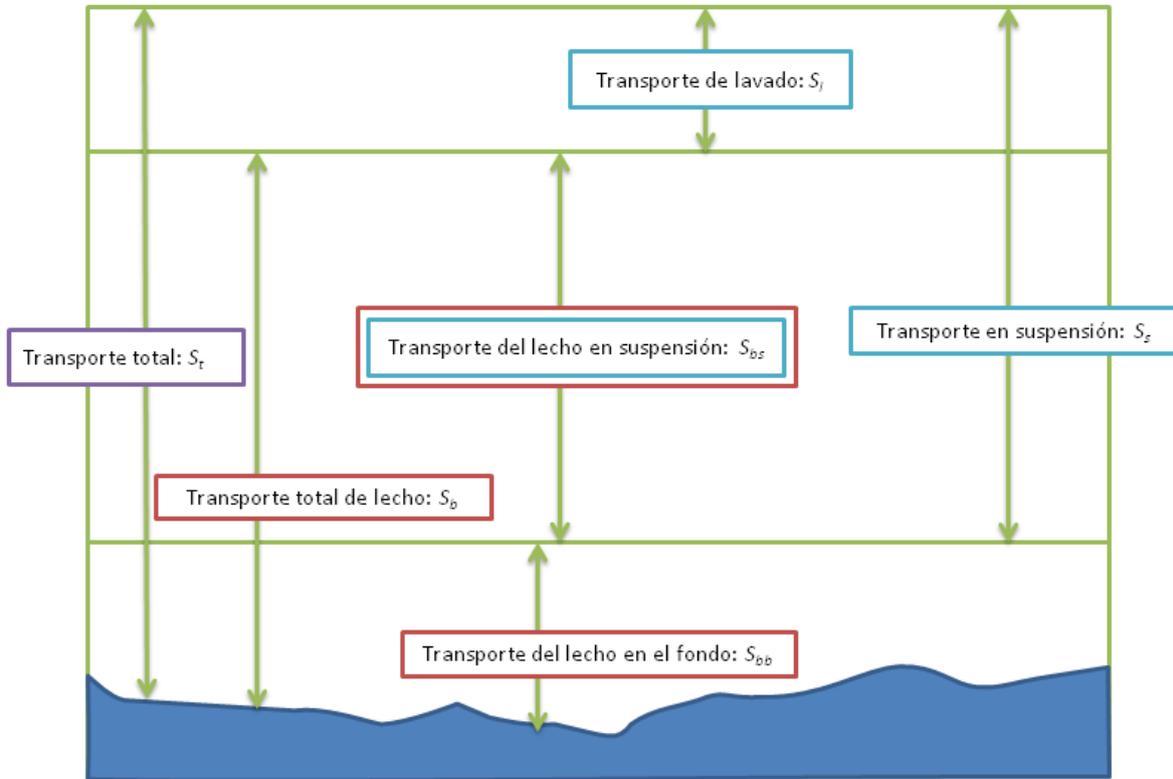


Figura 4.19. Tipos de transporte de sedimentos (Adaptado de Maza, 1987).

- Transporte del lecho en el fondo o carga de fondo (S_{bb})

Es el material del lecho que es transportado en una capa próxima al fondo ya sea por deslizamiento, rodamiento o saltación. Tiene un espesor aproximado igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. La carga de lecho en el fondo varía entre el 5% y 25% de la carga en suspensión, aunque puede representar porcentajes mayores en materiales gruesos.

- Transporte de lecho en suspensión o carga en suspensión (S_{bs})

Es el material del lecho que es transportado en suspensión por el flujo de agua. El líquido levanta las partículas debido a su velocidad y turbulencia. Las partículas se

mantienen en suspensión hasta que caen nuevamente al cesar las condiciones de velocidad y turbulencia.

Una muestra de agua tomada en ríos de cuencas muy bien conservadas que aportan muy poca carga lavada es representativa de la carga de lecho en suspensión.

- Transporte total de lecho o carga de materiales del lecho (S_b)

Partículas que son transportadas por la corriente hidráulica y que en algún momento entran en contacto con el lecho. Pueden ser transportadas en suspensión o bien por el fondo. Este transporte es el único cuantificable en función de las características hidráulicas de la corriente y se convierte por tanto en la capacidad de trasporte de la corriente.

$$S_b = S_{bb} + S_{bs} \quad (49)$$

- Transporte de lavado o carga de lavado (S_l)

Corresponde a las partículas que son transportadas siempre en suspensión y nunca tiene contacto con el lecho. Está asociado a las partículas más finas, de entre 0.00024 y 0.062 mm.

Estos sedimentos tienen su origen por erosión en la cuenca hidrográfica y eventualmente en las laderas del cauce. Todo el sedimento lavado proviene de aguas arriba y no es representativo del sedimento en el fondo del cauce. La carga lavada está formada por partículas muy finas especialmente limos y arcillas que son mantenidas fácilmente en suspensión y no intervienen en los procesos de agradación y degradación del río. Solo en zonas de velocidades muy bajas como embalses, las partículas pueden sedimentarse. Sin embargo, dado que su velocidad de sedimentación es muy inferior a las fuerzas ascendentes debidas a la turbulencia del fluido, la carga lavada depende básicamente de la erosión y condiciones geológicas e hidroclimatológicas de la cuenca y no del caudal del río.

Una muestra de carga lavada se puede obtener en tramos del río con velocidades muy bajas, y su cuantificación debe hacerse en laboratorio a partir de muestras tomadas en campo.

- Transporte en suspensión o carga total en suspensión (S_s)

Lo forman todas aquellas partículas que el flujo transporta en suspensión, ya procedan del fondo o del lavado. Este valor de transporte sólo se puede obtener por medio de medidas directas de muestreadores.

$$S_s = S_{bs} + S_l \quad (50)$$

- Transporte total de sedimentos o carga total de sedimentos (S_t)

La carga total de sedimentos está dada por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} S_t &= S_b + S_l \\ S_t &= S_{bb} + S_{bs} + S_l \\ S_t &= S_{bb} + S_s \end{aligned} \quad (51)$$

4.3.6.1. Modelo matemático para el estudio de procesos de flujo. HEC-RAS:

La modelación para el transporte de sedimentos es notoriamente difícil. Los datos necesarios para predecir cambios en el lecho son altamente inciertos, la teoría empleada es empírica y de gran sensibilidad a una amplia gama de variables físicas.

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

En la versión utilizada del programa HEC-RAS (4.1), se incluye una herramienta con la cual se puede realizar la simulación del movimiento del lecho y la modelación del transporte de sedimentos. En esta subsección se describe la teoría y criterios utilizados para este análisis.

4.3.6.1.1. *Flujo cuasi-transitorio:*

Previo a la simulación del transporte de sedimentos en el modelo HEC-RAS, la hidráulica del río debe ser determinada, para esto el programa utiliza una simplificación muy común en muchos modelos de transporte de sedimentos.

El flujo cuasi-transitorio aproxima un hidrograma continuo con una serie de perfiles discretos de flujo. Para cada perfil discreto de las series de flujo, el caudal permanece constante durante un período específico de tiempo en el cual se calcula el transporte. Estos perfiles de flujo permanente son más fáciles de desarrollar que un modelo completo de flujo no permanente, y la ejecución del programa será más rápida.

Cada discretización del flujo permanente es dividida, y posteriormente subdividida en tiempos más pequeños para los cálculos de transporte de sedimentos. El modelo HEC-RAS utiliza tres tipos de subdivisiones diferentes, siendo cada una, una subdivisión de la anterior. Los tres pasos de tiempo son la Duración del Flujo, el Incremento de Cálculo, y el paso de Tiempo de Mezclado.

4.3.6.1.2. *Duración del flujo:*

La duración del flujo es el mayor intervalo de tiempo. Representa el intervalo de tiempo a lo largo del cual el caudal, sus características, la temperatura y la carga de sedimentos se asumen como constantes. Si el caudal es aforado diariamente, la duración del flujo sería veinte y cuatro horas, a menos que un tiempo más corto sea interpolado. Para simular una situación de caudal, temperatura e incremento de sedimentos permanente, se debe considerar un valor de tiempo lo suficientemente grande para que abarque a toda la simulación.

4.3.6.1.3. *Incremento de cálculo:*

La duración del flujo es subdividida en Incrementos de Cálculo. Aunque el caudal siga siendo el mismo durante la duración de cada escalón, la geometría del lecho y la hidrodinámica del río pueden variar. De este modo, los datos son actualizados después de cada incremento de cálculo. La estabilidad del modelo puede ser muy sensible a esta subdivisión de tiempo. Cuando el incremento de cálculo es demasiado grande, la geometría del lecho no es actualizada correctamente y los resultados pueden mostrar anomalías.

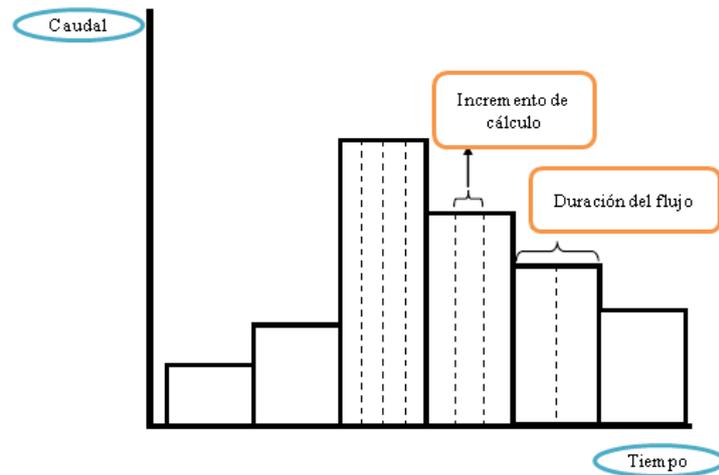


Figura 4.20. Discretización de las series de flujo (HEC-RAS, 2010).

4.3.6.1.4. *Tiempo de mezclado en el lecho:*

Cada incremento de cálculo es subdividido en el tiempo de mezclado del lecho. Durante cada tiempo de mezclado la batimetría, los parámetros hidráulicos y el potencial de transporte para cada tamaño de partícula permanecen constantes. Sin embargo los cálculos de erosión y sedimentación que ocurren en este período de tiempo pueden causar cambios en la composición de las capas en el lecho. El perfil del cauce es reordenado debido a la adición o erosión de material. Durante el tiempo de mezclado, la capacidad de transporte de sedimentos cambia aun cuando la hidrodinámica (y, por tanto, el potencial de transporte) permanecen constantes.

4.3.6.1.5. *Continuidad de sedimento:*

HEC-RAS resuelve la continuidad de sedimentos utilizando la ecuación de Exner:

$$(1 - \lambda_p)B = \frac{\varepsilon\eta}{\delta t} = -\frac{\delta Q_s}{\delta x} \quad (52)$$

donde:

B = Ancho del canal.

$\varepsilon\eta$ = Elevación del canal.

λ_p = Porosidad de la capa activa.

t = Tiempo.

x = Distancia.

Q_s = Carga de transporte de sedimentos.

Esta ecuación establece que el cambio de volumen de sedimento en un volumen de control Figura 4.21 es igual a la diferencia entre lo que entra y lo que sale.

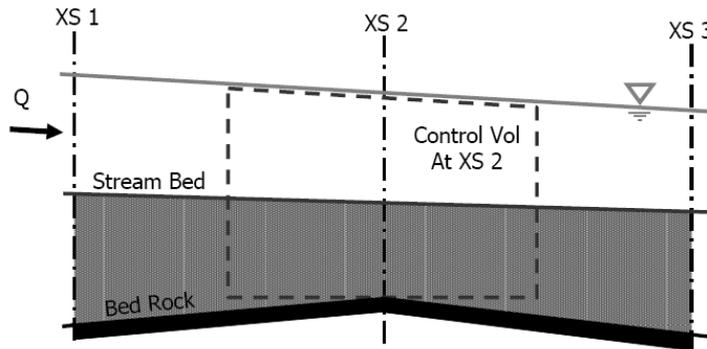


Figura 4.21. Capacidad de transporte entre secciones, (HEC-RAS, 2010).

4.3.6.1.6. Cálculo de la capacidad de transporte:

Una de las partes principales de la ecuación de continuidad es el gradiente de sedimentos a través del volumen de control, comparando el incremento con las pérdidas de sedimentos. El incremento de sedimentos es el sedimento que entra en el volumen de control aguas arriba y/o de fuentes locales (incrementos laterales de sedimentos). La máxima cantidad de sedimentos que pueden salir del volumen de control, sin embargo, es función de la cantidad de sedimento que el agua puede mover. Esto es lo que se llama Capacidad de Transporte, y es calculada para cada volumen de control en cada tiempo de mezclado.

4.3.6.1.7. Tipos de partículas:

El modelo divide el material de sedimento en múltiples tipos de partículas. A efectos de cálculos, el rango de material transportable, comprendido entre 0.002 mm y 2048 mm, está dividido en 20 tamaños de partículas (Figura 4.22).

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

Figura 4.22. Clasificación del material de sedimento según tamaño (HEC-RAS, 2010).

4.3.6.2. Capacidad de transporte de sedimentos en HEC-RAS:

La función de capacidad de transporte de sedimentos estima la capacidad de transporte de sedimentos en una o más secciones transversales basadas en parámetros hidráulicos existentes y conocidas las propiedades de los sedimentos. Tradicionalmente, la capacidad de transporte de sedimentos se compone de carga de fondo y carga suspendida, ambos de los cuales pueden ser analizados en los distintos resultados de transporte de sedimentos disponibles en HEC-RAS. Los resultados pueden utilizarse para desarrollar curvas de descarga del sedimento, que ayudan a comprender y predecir los procesos fluviales que nos encontramos en ríos y arroyos naturales.

La iniciación del movimiento de las partículas en el fondo depende de las características hidráulicas de la región junto al mismo. Por lo tanto, las características del flujo en esa región son de primordial importancia. Puesto que es difícil determinar la velocidad real en el plano del fondo particularmente con los resultados de un modelo unidimensional, la tensión tangencial se ha convertido en el más frecuente, modo de determinar el punto incipiente del movimiento. La tensión tangencial en el fondo está representada por:

$$\tau_b = \gamma RS \tag{53}$$

donde:

τ_b = Tensión tangencial.

γ = Peso específico del agua.

R = Radio hidráulico.

S = Pendiente de la energía.

Otro factor que juega un papel importante en la iniciación y continua suspensión de las partículas son las fluctuaciones turbulentas en el plano del fondo. Una medida de las fluctuaciones turbulentas cerca del fondo puede ser representada por la velocidad de corte o de fricción:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad \text{ó} \quad u_* = \sqrt{gRS} \quad (54)$$

donde u_* es la velocidad de corte o de fricción.

Además, el tamaño, la forma, la rugosidad y la velocidad de caída de las partículas representativas tienen una influencia significativa en su capacidad para ser puesto en movimiento. El tamaño de partícula es representado con frecuencia por el diámetro medio de las partículas (d_m). Para mayor comodidad, la forma que normalmente se representa es una esfera perfecta, pero a veces puede ser contabilizada por un factor de forma y por la aparición de la aspereza que es una función del tamaño de las partículas.

En general, una ecuación de transporte de sedimentos típica para varias clases de tamaño de grano puede ser representada como:

$$g_{si} = f(D, V, S, B, d, \rho, \rho_s, s_f, d_i, p_i, T) \quad (55)$$

donde:

g_{si} = Transporte de sedimentos de las partículas de tamaño de clase i .

D = Profundidad del flujo.

V = Velocidad media del canal.

S = Pendiente de energía.

B = Ancho eficaz del canal.

d = Diámetro representativo de la partícula.

ρ = Densidad del agua.

ρ_s = Densidad de las partículas del sedimento.

s_f = Factor de forma de las partículas.

d_i = Diámetro medio geométrico de las partículas de tamaño de clase i .

p_i = Fracción del tamaño de partícula de clase i en el fondo.

T = Temperatura del agua.

4.3.6.3. *Conceptualización del modelo matemático en HEC-RAS :*

4.3.6.3.1. *Velocidad de caída:*

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

La suspensión de una partícula de sedimento se inicia una vez que la velocidad de corte o tangencial a nivel de fondo se aproxima a la magnitud de la velocidad de caída de la partícula. La partícula permanecerá en suspensión mientras que las componentes verticales a nivel de fondo excedan a la velocidad de caída. Por lo tanto, la determinación del transporte de sedimentos suspendido depende en gran medida de la velocidad de caída de las partículas.

Dentro de HEC-RAS, existen tres métodos para calcular la velocidad de caída: Toffaleti (1968), Van Rijn (1993) y Rubey (1933). Además, el valor por defecto puede ser elegido, en cuyo caso se utilizará la velocidad de caída utilizada en el desarrollo de la correspondiente función de transporte de sedimentos. Por lo general, el método de la velocidad de caída se debe utilizar para ser coherentes con el desarrollo de la función del transporte de sedimentos, sin embargo, si el usuario tiene información específica sobre la validez de un método sobre otro para una combinación particular de sedimento y propiedades hidráulicas, el cálculo con ese método es válido. El factor de forma (s_f) es el más importante para arenas medianas y grandes. Toffaleti utiliza un s_f de 0.9, mientras Van Rijn desarrolla sus ecuaciones para un s_f de 0.7. La arena natural suele tener un s_f alrededor de 0.7.

- Toffaleti:

Toffaleti (1968) presenta una tabla de velocidades de caída con un factor de forma de 0.9 y una gravedad específica de 2.65. Diferentes velocidades de caída están dadas para

un rango de temperaturas y tamaños de partículas clasificados como arenas muy finas (Very Fine Sand, VFS) y gravas medias (Medium Gravel, MG). Las velocidades de caída de Toffaleti están dadas en la siguiente tabla:

Sand Grain Settling Velocity Versus Temperature, SP.G. P.65, Shape Factor 0.9																	
TEMP °F	SETTLING VELOCITY IN FT./SEC								TEMP °F	SETTLING VELOCITY IN FT./SEC							
	VFS	FS	MS	CS	VCS	VFG	FG	MG		VFS	FS	MS	CS	VCS	VFG	FG	MG
35	.013	.045	.130	.305	.590	1.00	1.41	1.95	65	.021	.065	.165	.354	.640	1.00	1.41	1.95
36	.013	.045	.131	.307	.592	1.00	1.41	1.95	66	.021	.066	.166	.356	.641	1.00	1.41	1.95
37	.013	.046	.132	.310	.594	1.00	1.41	1.95	67	.021	.067	.167	.357	.643	1.00	1.41	1.95
38	.014	.047	.133	.312	.596	1.00	1.41	1.95	68	.022	.067	.168	.359	.644	1.00	1.41	1.95
39	.014	.047	.135	.314	.598	1.00	1.41	1.95	69	.022	.068	.170	.360	.646	1.00	1.41	1.95
40	.014	.048	.135	.316	.600	1.00	1.41	1.95	70	.022	.069	.171	.361	.647	1.00	1.41	1.95
41	.015	.049	.137	.318	.602	1.00	1.41	1.95	71	.022	.070	.172	.362	.649	1.00	1.41	1.95
42	.015	.050	.138	.320	.604	1.00	1.41	1.95	72	.023	.071	.173	.363	.650	1.00	1.41	1.95
43	.015	.051	.140	.321	.606	1.00	1.41	1.95	73	.023	.071	.175	.364	.652	1.00	1.41	1.95
44	.016	.051	.141	.322	.608	1.00	1.41	1.95	74	.023	.072	.176	.365	.653	1.00	1.41	1.95
45	.016	.052	.142	.323	.609	1.00	1.41	1.95	75	.024	.072	.177	.365	.655	1.00	1.41	1.95
46	.016	.053	.143	.325	.610	1.00	1.41	1.95	76	.024	.073	.178	.367	.656	1.00	1.41	1.95
47	.016	.053	.144	.326	.612	1.00	1.41	1.95	77	.024	.073	.180	.368	.657	1.00	1.41	1.95
48	.017	.054	.145	.328	.614	1.00	1.41	1.95	78	.024	.074	.181	.370	.658	1.00	1.41	1.95
49	.017	.055	.146	.330	.616	1.00	1.41	1.95	79	.025	.074	.182	.371	.659	1.00	1.41	1.95
50	.017	.055	.147	.331	.618	1.00	1.41	1.95	80	.025	.075	.183	.373	.660	1.00	1.41	1.95
51	.018	.056	.148	.333	.620	1.00	1.41	1.95	81	.025	.075	.184	.375	.661	1.00	1.41	1.95
52	.018	.057	.150	.334	.621	1.00	1.41	1.95	82	.025	.076	.185	.376	.662	1.00	1.41	1.95
53	.018	.057	.151	.336	.623	1.00	1.41	1.95	83	.025	.077	.186	.378	.663	1.00	1.41	1.95
54	.018	.058	.152	.338	.624	1.00	1.41	1.95	84	.026	.077	.187	.380	.664	1.00	1.41	1.95
55	.018	.059	.153	.340	.626	1.00	1.41	1.95	85	.026	.078	.188	.381	.665	1.00	1.41	1.95
56	.019	.059	.154	.341	.627	1.00	1.41	1.95	86	.026	.078	.190	.383	.666	1.00	1.41	1.95
57	.019	.060	.155	.343	.629	1.00	1.41	1.95	87	.026	.079	.192	.385	.667	1.00	1.41	1.95
58	.019	.061	.156	.344	.630	1.00	1.41	1.95	88	.027	.079	.194	.386	.668	1.00	1.41	1.95
59	.019	.061	.157	.346	.632	1.00	1.41	1.95	89	.027	.080	.195	.388	.669	1.00	1.41	1.95
60	.020	.062	.158	.347	.633	1.00	1.41	1.95	90	.027	.080	.196	.390	.670	1.00	1.41	1.95
61	.020	.063	.160	.349	.635	1.00	1.41	1.95	91	.028	.081	.197	.391	.671	1.00	1.41	1.95
62	.020	.063	.161	.350	.636	1.00	1.41	1.95	92	.028	.081	.198	.392	.672	1.00	1.41	1.95
63	.020	.064	.162	.351	.638	1.00	1.41	1.95	93	.028	.082	.199	.393	.673	1.00	1.41	1.95
64	.021	.065	.163	.353	.639	1.00	1.41	1.95	94	.028	.082	.200	.394	.674	1.00	1.41	1.95

Tabla 4.6. Velocidad de caída (Toffaleti, 1968), (HEC-RAS, 2010).

- Van Rijn:

Van Rijn (1993) aproxima las curvas de la velocidad de caída del Comité Interinstitucional de Recursos del Agua de Estados Unidos para partículas no esféricas con un factor de forma de 0.7 y una temperatura del agua de 20°C. Dependiendo del tamaño de la partícula, utiliza tres ecuaciones:

$$\omega = \frac{(s - 1)gd}{18\nu} \quad 0.001 < d \leq 0.1 \text{ mm} \quad (56)$$

$$\omega = \frac{10\nu}{d} \left[\left(1 + \frac{0.01(s - 1)gd^3}{\nu^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad 0.1 < d < 1 \text{ mm} \quad (57)$$

$$\omega = 1.1[(s - 1)gd]^{0.5} \quad d \geq 1 \text{ mm} \quad (58)$$

donde:

ω = Velocidad de caída de las partículas.

ν = Viscosidad cinemática.

s = Gravedad específica de las partículas

d = Diámetro de las partículas.

- Rubey:

Rubey (1933) desarrolló una relación analítica entre el fluido, las propiedades del sedimento y la velocidad de caída basada en la combinación de la ley de Stokes (para partículas finas sujetas únicamente a la resistencia viscosa) y una fórmula de impacto (para partículas fuera de la región de Stokes). Esta ecuación ha sido modificada para ser aplicada para limos, arenas y gravas, aunque Rubey menciona que las partículas con una gravedad específica de aproximadamente 2.65 son las más apropiadas ya que las demás partículas tienden a caer antes de lo que predice dicha ecuación:

$$\omega = F_1 \sqrt{(s - 1)gd_s} \quad (59)$$

donde $F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(s-1)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{gd^3(s-1)}}$

4.3.6.3.2. Gradación del sedimento:

La capacidad de transporte para cada tipo de grano es el potencial de transporte multiplicado por el porcentaje de ese tipo de grano en el lecho. Las capacidades de transporte fraccional de todos los tamaños son igual a la capacidad de transporte total de los sedimentos.

$$g_s = \sum_{i=1}^n g_{si} p_i \quad (60)$$

donde:

g_s = Transporte total de sedimentos.

g_{si} = Transporte de sedimentos de las partículas de tamaño de clase i .

p_i = Fracción de partículas de tamaño de clase i en los sedimentos.

n = Número de clases de tamaño representados en la gradación.

4.3.6.3.3. *Potencial de transporte de sedimentos:*

La determinación del transporte de sedimentos en un cauce se puede hacer de dos maneras: a) por medición directa y b) por medio de ecuaciones propuestas por diferentes investigadores. Las mediciones de sedimentos son poco usuales debido a las dificultades de trabajo en los ríos por lo que toca recurrir a ecuaciones que arrojan un alto grado de incertidumbre.

El Potencial de Transporte de sedimentos es la medida de cuánto material de una determinada clase de partícula puede transportar unas determinadas condiciones hidrodinámicas. En el modelo HEC-RAS el Potencial de Transporte es calculado con una ecuación de transporte de sedimentos. Puesto que la mayoría de estas ecuaciones fueron desarrolladas para ser usadas con un único tamaño de partículas o, como máximo dos tamaños de partículas, cada ecuación es aplicada independientemente para cada tamaño de partícula considerada en el sistema. Hay siete funciones de transporte de sedimentos en el modelo HEC- RAS.

4.3.6.3.4. *Funciones de transporte de sedimentos:*

Las funciones de transporte de sedimentos son diferentes porque se desarrollaron bajo condiciones diferentes, un amplio rango de resultados se puede esperar entre aplicar una u otra formulación. Por lo tanto, es importante verificar la exactitud de la predicción del transporte de sedimentos a una cantidad apreciable de datos medidos en el tramo analizado o de un río con características similares.

Es muy importante entender los procesos utilizados en el desarrollo de las funciones con el fin de estar seguros de su aplicabilidad a cada caso. Por ejemplo, en ríos de lecho arenoso con tasas de transporte altas, es común tener órdenes de magnitud para la carga suspendida mayores que el encontrado en el lecho de grava. En cualquier caso, es importante usar un método que nos ayude a predecir el transporte de sedimentos que incluya el sedimento suspendido.

Las funciones de transporte de sedimentos disponibles en HEC-RAS son las que siguen:

- Ackers-White
- Engelund-Hansen
- Laursen (Copeland)
- Meyer-Peter & Müller
- Toffaleti
- Yang
- Wilcock

Estas funciones se seleccionaron con base en su validez y rango de aplicabilidad.

Los rangos de los parámetros de entrada utilizados en el desarrollo de cada función se muestran en la Tabla 4.7.

Las gamas de parámetro presentadas no limitan el uso de las formulaciones, ya que con frecuencia se realizará una función de transporte de sedimentos fuera del intervalo indicado sin problemas. Por ejemplo, la fórmula Engelund-Hansen fue desarrollada a partir de la investigación en un canal y ha sido históricamente aplicada con éxito fuera de su rango de desarrollo. Los rangos de cada parámetro se presentan como guía únicamente.

Función	d (mm)	d_m (mm)	s (-)	V (m/s)	D (m)	S (-)	W (m)	T (°C)
Ackers-White (laboratorio)	0.04-7	NA	1-2.7	0.02-2.16	0.0031-0.427	0.00006-0.037	0.0701-1.22	8-32
Engelund-Hansen (laboratorio)	NA	0.19-0.93	NA	0.2-1.93	0.0579-0.405	0.00005-5-0.019	NA	7-34
Laursen (campo)	NA	0.08-0.7	NA	0.02-2.38	0.204-16.5	0.00000-21-0.0018	19.2-1110	0-34
Laursen (laboratorio)	NA	0.011-29	NA	0.21-2.87	0.00914-1.1	0.00025-0.025	0.0762-2.01	8-28
Meller-Peter Müller (laboratorio)	0.4-29	NA	1.25-4	0.37-2.87	0.00914-1.19	0.0004-0.02	0.152-2.01	NA
Tofaletti (campo)	0.062-4	0.095-0.76	NA	0.21-2.38	0.0213-17.3(R)	0.00000-2-0.0011	19.2-1110	0-34
Tofaletti (laboratorio)	0.062-4	0.45-0.76	NA	0.21-1.92	0.0213-0.335(R)	0.00014-0.019	0.244-2.44	4-34
Yang (arenas en campo)	0.15-1.7	NA	NA	0.24-1.95	0.0122-15.2	0.00004-3-0.028	0.134-533	0-34
Yang (gravas en campo)	2.5-7	NA	NA	0.43-1.55	0.0244-0.219	0.0013-0.029	0.134-533	0-34

Nota: NA = datos no disponibles.

Tabla 4.7. Rango de valores de entrada para las funciones de transporte de sedimentos (HEC-RAS, 2010).

donde:

d = Diámetro de ensayo.

d_m = Diámetro medio de la curva granulométrica.

s = Gravedad específica de los sedimentos.

V = Velocidad promedio del canal.

D = Profundidad del canal.

S = Gradiente de energía.

W = Ancho del canal.

T = Temperatura del agua.

(R) = Radio hidráulico.

4.3.6.3.4.1. *Ackers-White:*

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

Utiliza un parámetro de tamaño adimensional para distinguir entre el tamaño fino, medio y grueso de los sedimentos. Bajo condiciones típicas, los sedimentos finos son los limos menores de 0.04 mm y los sedimentos gruesos son las arenas superiores a 2.5 mm. Debido a que las relaciones desarrolladas por Ackers-White son aplicables sólo a partículas mayores de 0.04 milímetros, sólo se aplican a tamaño medio y a grueso. Los experimentos originales se realizaron con granos gruesos de hasta 4 mm, sin embargo, el rango de aplicabilidad se amplió a 7 mm.

Esta función se basa en más de 1000 experimentos en canales usando flujo uniforme o casi-uniforme de sedimentos con calados de hasta 0.4 m. Aunque se utilizó una variedad de configuraciones de fondo, incluyendo plano, ondulado, y forma de duna, las ecuaciones no se aplican al transporte de fase superior (anti-dunas) con números de Froude superior a 0.8.

La ecuación de transporte en general para la función Ackers-White para un tamaño de grano es representada por:

$$X = \frac{G_{gr}sD_s}{D \left(\frac{u_*}{V}\right)^n} \quad \text{siendo} \quad G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1\right) \quad (61)$$

donde:

X = Concentración de sedimentos, en partes por unidad.

G_{gr} = Parámetro de transporte de sedimentos.

s = Gravedad específica de los sedimentos.

D_s = Diámetro de partícula.

D = Profundidad efectiva.

u_* = Velocidad de corte.

V = Velocidad media del canal.

n = Exponente de la transición, dependiendo del tamaño del sedimento.

C = Coeficiente.

F_{gr} = Parámetro de movilidad de los sedimentos.

A = Parámetro de movilidad crítica de los sedimentos.

4.3.6.3.4.2. *Engelund-Hansen:*

Engelund-Hansen (1967) es una ecuación de transporte de carga total que fue desarrollada a partir de datos aforados. Se ensayaron arenas de tamaño relativamente uniformes de entre 0.19 mm y 0.03 mm. La formulación es función de la velocidad del canal, la fuerza cortante en el lecho y el material tipo D_{50} . La aplicación de esta ecuación debería ser únicamente para sistemas arenosos. Su uso da resultados adecuados en ríos arenosos con substancial carga suspendida. Ha sido ampliamente probada y contrastada para ser de aplicación con datos de campo.

La ecuación de transporte en general para la función de Engelund-Hansen está representada por:

$$g_s = 0.05\gamma_s V^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \right]^{3/2} \quad (62)$$

donde:

g_s = Transporte de sedimentos.

γ = Peso específico del agua.

γ_s = Peso específico de las partículas sólidas.

V = Velocidad media del canal.

τ_0 = Tensión tangencial o de corte a nivel de fondo.

D_{50} = Tamaño de partícula cuyo 50% es menor.

4.3.6.3.4.3. Laursen:

Laursen (1968) es también una función de carga total que inicialmente se basó en ecuaciones de aforadores y luego fue ampliada por Madden para incluir los datos del Río Arkansas. Es una función basada en el exceso de esfuerzo cortante y de la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída. Años después, Copeland (1989) generalizó la ecuación para el transporte de gravas. Por tanto, la ecuación puede ser usada para lechos graduados. El rango de aplicabilidad es de 0.011 a 29 mm, considerando el diámetro medio de la partícula.

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

La ecuación de transporte en general para la función Laursen (Copeland), para un tamaño de grano, es representada por:

$$C_m = 0.01\gamma \left(\frac{D_s}{D}\right)^{7/6} \left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1\right) f\left(\frac{u_*'}{\omega}\right) \quad (63)$$

donde:

C_m = Concentración de transporte de sedimentos en carga/volumen.

G = Peso del agua.

D_s = Diámetro de la partícula.

D = Profundidad efectiva del flujo.

τ_0' = Tensión tangencial o de corte en el fondo debida a la resistencia del grano.

τ_c = Tensión tangencial o de corte crítica en el fondo.

$f\left(\frac{u_*}{\omega}\right)$ = Función del cociente entre la velocidad de corte y la velocidad de caída.

4.3.6.3.4.4. *Meyer-Peter&Müller:*

La función de transporte de carga de fondo de Meyer-Peter&Müller (MPM, 1948) se basa principalmente en datos experimentales y ha sido ampliamente probada y usada para ríos con sedimento relativamente grueso. Es una relación de exceso de esfuerzo cortante. Es estrictamente una ecuación de carga del lecho desarrollada con experimentos de aforación para arena y grava bajo condiciones de lecho plano.

Es aplicable a partículas de tamaños que van desde 0.4 a 29 mm con un rango de gravedad específica de sedimento de 1.25 a 4.0 o superior. Este método puede utilizarse para sedimentos bien graduados y condiciones de flujo que producen formas de fondo en otro plano. El factor de fricción de Darcy-Weisbach se utiliza para definir la resistencia del fondo. Los resultados pueden ser cuestionables cerca del umbral del movimiento incipiente para canales de lecho de arena según demostraron Amin y Murphy (1981).

La ecuación de transporte en general para la función de Meyer-Peter&Müller está representada por:

$$\left(\frac{k_r}{k_r'}\right)^{3/2} \gamma RS = 0.047(\gamma_s - \gamma)D_m + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{2/3} g_s^{2/3} \quad (64)$$

donde:

g_s = Tasa de transporte de sedimentos en peso/tiempo/unidad de ancho.

k_r = Coeficiente de rugosidad del lecho.

k_r' = Coeficiente de rugosidad del grano.

γ = Peso específico del agua.

γ_s = Peso específico del sólido.

g = Gravedad.

D_m = Diámetro medio de la partícula.

R = Radio hidráulico.

S = Gradiente de energía.

Recientemente, Wong (2003) y Wong-Parker (2007) demostraron que esta función sobreestima la capacidad de transporte aproximadamente en un factor de dos. Esta conclusión fue basada en una revisión de los resultados originales de MPM. Para mejorar la función, los autores recomiendan realizar los siguientes cambios:

$$q_b^* = 8(\tau_* - (\tau_*)_c)^{3/2} ; (\tau_*)_c = 0.047 \quad (65)$$

$$q_b^* = 3.97(\tau_* - (\tau_*)_c)^{3/2} ; (\tau_*)_c = 0.0495 \quad (66)$$

donde:

q_b^* = Número de Einstein de la carga del lecho.

τ_* = Esfuerzo cortante de Shields, que es comparado con:

$(\tau_*)_c$ = Esfuerzo cortante crítico de Shields.

4.3.6.3.4.5. *Toffaleti:*

El método de Toffaleti (1968) es una modificación de la función de la carga total de Einstein que rompe la distribución de la carga suspendida en zonas verticales, replicando el movimiento bidimensional del sedimento. Cuatro zonas son utilizadas para definir la distribución de sedimentos: zona superior, zona media, zona inferior y zona de fondo. El transporte de sedimentos se calcula independientemente para cada zona y se suman para calcular el transporte total de sedimentos.

Este método fue desarrollado utilizando una colección exhaustiva tanto de datos de campo como mediciones de canales en laboratorio. Los experimentos de canales utilizaron partículas de sedimento con diámetros medios que van desde 0.45 a 0.76 mm. Sin embargo, el rango de aplicación sugiere su uso hasta diámetros de partículas de 0.095 mm.

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

Adicionalmente, la ecuación de Toffaleti se obtuvo a partir de dos tamaños de partículas diferentes (D_{50} y D_{65}), en un intento por cuantificar la dependencia del transporte a los cambios en el valor medio de la muestra. Cuando la fórmula se aplica a tamaños

individuales de partículas, el programa utilizará los D_{50} y D_{65} para los tamaños de partículas consideradas, entendiendo el rango del parámetro original D_{65} un poco.

Las ecuaciones de transporte general para la función de Toffaleti, para un único tamaño de grano, vienen dados por:

$$g_{ssL} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{1+n_v-0.756z} - (2D_m)^{1+n_v-0.756z}}{1 + n_v - 0.756z} \quad \text{(zona inferior)} \quad (67)$$

$$g_{ssM} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{0.244z} \left[\left(\frac{R}{2.5}\right)^{1+n_v-z} - \left(\frac{R}{11.24}\right)^{1+n_v-z} \right]}{1 + n_v - z} \quad \text{(zona media)} \quad (68)$$

$$g_{ssU} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{0.244z} \left(\frac{R}{2.5}\right)^{0.5z} \left[R^{1+n_v-1.5z} - \left(\frac{R}{2.5}\right)^{1+n_v-1.5z} \right]}{1 + n_v - 1.5z} \quad \text{(zona superior)} \quad (69)$$

$$g_{sb} = M(2d_m)^{1+n_v-0.756z} \quad \text{(zona de fondo)} \quad (70)$$

$$M = 43.2C_L(1 + n_v)VR^{0.756z-n_v} \quad (71)$$

$$g_s = g_{ssL} + g_{ssM} + g_{ssU} + g_{sb} \quad (72)$$

donde:

g_{ssL} = Transporte de sedimentos en suspensión en la zona inferior, en toneladas/día/pie.

g_{ssM} = Transporte de sedimentos en suspensión en la zona media, en toneladas/día/pie.

g_{ssU} = Transporte de sedimentos en suspensión en la zona superior, en toneladas/día/pie.

g_{sb} = Transporte de sedimentos de fondo, en toneladas/día/pie.

g_s = Transporte total de sedimentos, en toneladas/día/pie.

M = Parámetro de concentración de sedimentos.

C_L = Concentración de sedimentos en la zona inferior.

R = Radio hidráulico.

D_m = Diámetro medio de las partículas.

z = Exponente que describe la relación entre los sedimentos y las características hidráulicas.

n_v = Exponente de temperatura.

4.3.6.3.4.6. Yang:

Yang (1973) es una ecuación de transporte de carga total que considera el transporte como el producto de la velocidad y el esfuerzo cortante. La función fue desarrollada y probada sobre una variedad de aforadores y datos de campo. Inicialmente, el rango de tamaño del sedimento está entre 0.062 y 7.0 mm con la concentración total de sedimentos que van desde 10 ppm a 585.000 ppm. El rango del ancho del canal va de 0.134 a 533 m, los calados de 0.0122 a 15.2 m, la temperatura del agua de 0 a 34.3 grados Celsius, la velocidad media en el canal de 0.24 a 1.95 m/s, y las pendientes de 0.000043 a 0.029.

Posteriormente, Yang (1984) amplió la aplicabilidad de su función para incluir los sedimentos de tamaño grava. La ecuación utilizada está compuesta por dos relaciones separadas de transporte de arenas y de gravas. La transición entre arena y grava es suavizada con el fin de evitar grandes discontinuidades. La fórmula de Yang tiende a ser muy sensible a la velocidad del flujo y es la formulación más sensible a la velocidad de caída de todas las ecuaciones consideradas.

Las ecuaciones generales de transporte de arenas y gravas utilizando la función de Yang, para un tamaño de grano, se representan por:

Para arenas $d_m < 2\text{mm}$:

$$\log C_t = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d_m}{v} - 0.457 \log \frac{u_*}{\omega} + \left(1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d_m}{v} - 0.314 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega} \right) \quad (73)$$

Para gravas $d_m \geq 2\text{mm}$:

$$\log C_t = 6.681 - 0.633 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 4.816 \log \frac{u_*}{\omega} + \left(2.784 - 0.305 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0.282 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega} \right) \quad (74)$$

donde:

C_t = Concentración total de sedimentos.

ω = Velocidad de caída de la partícula.

d_m = Diámetro medio de la curva granulométrica.

ν = Viscosidad cinemática.

u_* = Velocidad de corte.

V = Velocidad media en el canal.

S = Gradiente de energía.

4.3.6.3.4.7. Wilcock:

Wilcock (2001) es una ecuación de carga de fondo diseñada para lechos graduados que contengan tanto arena como grava. Es un método de transporte superficial basado en que el transporte depende principalmente del material en contacto directo con el flujo.

La ecuación fue desarrollada considerando la gradación de las superficies de aforadores y ríos. De este modo, la gradación del lecho debería reflejar las propiedades de la superficie del lecho. Wilcock, adicionalmente, tiene una función de ocultamiento que reduce el potencial de transporte de partículas basadas en la premisa que estas pueden ser depositadas entre grandes depósitos de grava y no experimentar la fuerza del campo de flujo (o la capa límite turbulenta) completamente.

La teoría fundamental de la ecuación de Wilcock es que el potencial de transporte de la grava aumenta conforme aumenta el contenido de arena. Un esfuerzo cortante adimensional de referencia es calculado para el sustrato, el cual es una función del contenido de arena en la superficie del lecho.

$$\tau_{rm}^* = 0.021 + 0.15e^{-20FS} \quad (75)$$

donde:

τ_{rm}^* = Esfuerzo cortante referencial.

FS = Contenido de arena en porcentaje.

Cuando el contenido de arena se incrementa, el esfuerzo cortante de referencia disminuye, el exceso de esfuerzo cortante en el lecho se incrementa, y el transporte total aumenta. La ecuación de Wilcock es muy sensible al parámetro del contenido de arena. Tiende a ser mejor para sistemas bimodales y tiende a diverger de las otras ecuaciones para gravas unimodales o transporte de arenas.

5. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

A continuación se muestra la metodología empleada en la elaboración de este Trabajo Fin de Grado; el manejo de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) utilizados en la gestión de la información georeferenciada; el posterior análisis con HEC-RAS centrado en los bloques de flujo permanente y de transporte de sedimentos y, finalmente, la comprobación de los resultados.

5.1. Sistemas de información geográfica:

Una vez se ha adquirido toda la información, resulta necesario integrar, almacenar y editar la información geográficamente referenciada, por medio de un programa SIG. En nuestro caso utilizaremos ArcGIS y su extensión HEC-GeoRAS, diseñada para procesar datos georreferenciados que posteriormente pueden ser exportados a HEC-RAS.

5.1.1. Extensión HEC-GeoRAS:

Los pasos a seguir para realizar una correcta modelización con HEC-GeoRAS en ArcGIS se detallan a continuación:

5.1.1.1. *Creación de un archivo en ArcMap:*

En primer lugar, se debe ejecutar el programa ArcMap de ArcGIS, y elegir la opción de crear un archivo nuevo.

5.1.1.2. *Añadir o crear un Modelo Digital del Terreno:*

HEC-GeoRAS permite el manejo de archivos Grid o TIN. La utilización de estos tipos de archivos requieren de un conocimiento profundo de los distintos formatos de datos espaciales. Por ejemplo, un Modelo Digital del Terreno (MDT) procedente de un vuelo facilita el tratamiento de la información espacial al usuario.

El MDT utilizado (Figura 5.1) tiene un tamaño de celda de 4x4 metros. Fue elaborado en el año 2009 como parte del proyecto Natmur-08 por la Dirección General de Patrimonio Natural y Biodiversidad de la Región de Murcia.



Figura 5.1. MDT utilizado en la zona de la Rambla del Albujón.

La ortofoto (Figura 5.2) de máxima actualidad se ha obtenido del Centro Nacional de Descargas del Ministerio de Fomento.

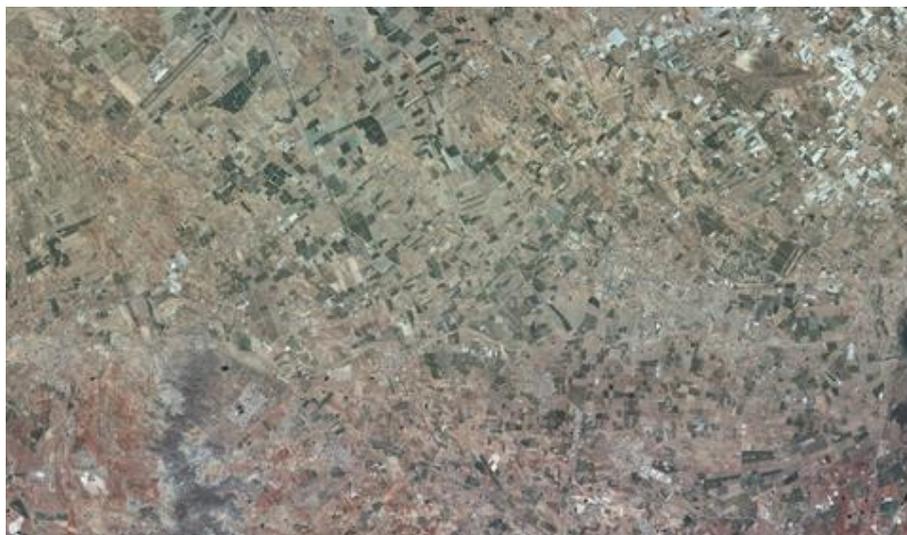


Figura 5.2. Ortofoto utilizada en la zona de la Rambla del Albujón.

5.1.1.3. *Crear capas de información:*

Una vez dispongamos de un archivo TIN o Grid, podremos trabajar sobre él creando capas de información, que son el nivel básico de información que representa una determinada fracción de la realidad. De este modo se dispone de una colección de elementos geográficos, como ríos, carreteras, límites administrativos,..., así como los atributos de estos elementos. La superposición de capas genera una representación simplificada de la realidad.

El orden de representación de las capas dentro de un marco de datos es ascendente, de abajo a arriba, por tanto, las capas superiores aparecerán dibujadas encima de las que se encuentran por debajo. Las capas puntuales y lineales deben representarse encima de la de los polígonos e imágenes. El orden puede cambiarse pinchando sobre la capa en cuestión y sin soltar, arrastrándola a la nueva situación deseada dentro de la tabla de contenidos.

Pinchando en la barra de herramientas de HEC-GeoRAS se puede visualizar un listado de todos los posibles atributos que puede contener el archivo a exportar.

5.1.1.3.1. *Línea central del cauce principal: delimitación del talweg (Stream Centerline):*

La línea central del cauce principal se genera en una capa denominada por defecto "stream centerline".

En el proyecto se han realizado 46 tramos hasta componer todas las subcuencas de la Rambla del Albuji3n (Figura 5.3 y Figura 5.4).

Para editar esta capa de informaci3n se ha de tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Ha de ser creada en el sentido del flujo, desde aguas arriba hacia aguas abajo.
- Al crear los tramos de los r3os, hay que asignarle a cada uno un nombre cuya denominaci3n ha de ser 3nica.
- A continuaci3n se crear3n las uniones (junctions) puesto que todos los tramos deben estar conectados.
- Las l3neas nunca se pueden cortar entre s3, excepto en las uniones.

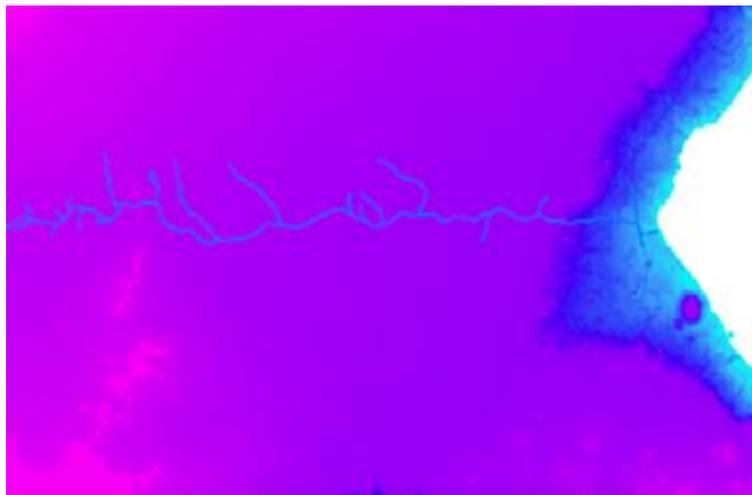


Figura 5.3. Creación del cauce principal en la Rambla del Alujón sobre la malla o MDT.

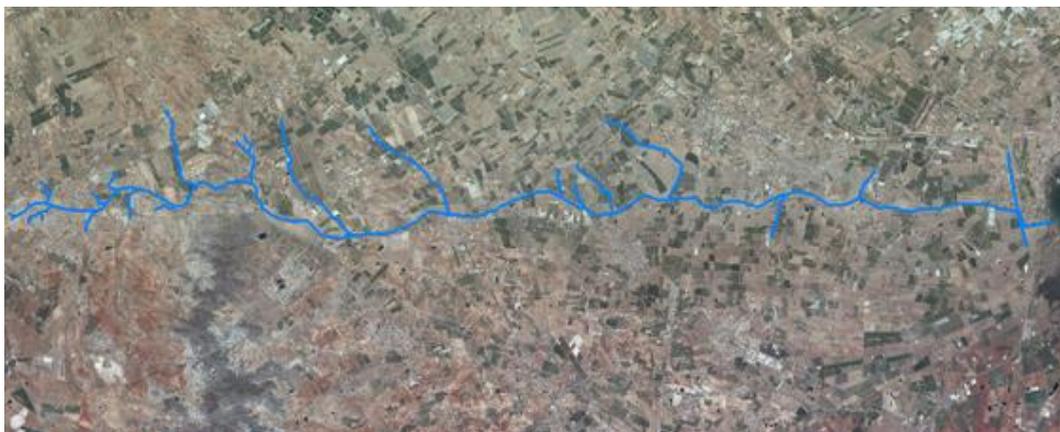


Figura 5.4. Creación del cauce principal en la Rambla del Alujón sobre la ortofoto.

5.1.1.3.2. Delimitación del cauce principal (Banks Lines):

La delimitación del cauce principal marca la separación entre el cauce principal y las llanuras de inundación (Figura 5.5 y Figura 5.6). Hay que tener cuidado a la hora de situarlos ya que tienen una repercusión en el cálculo de la rugosidad y en las zonas erosionables del cauce.

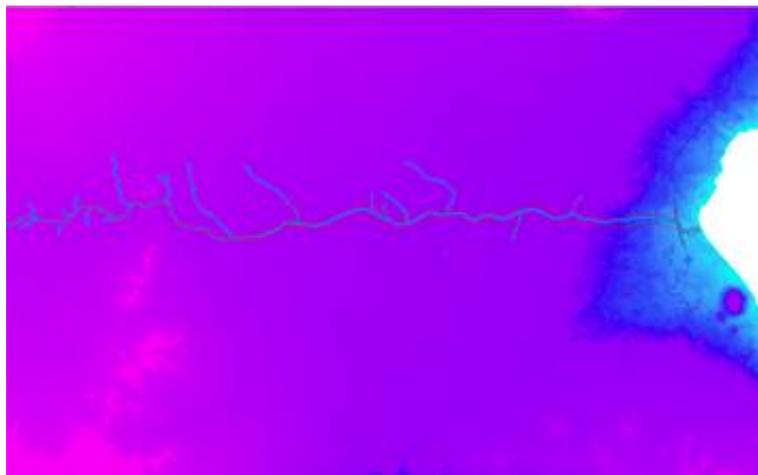


Figura 5.5. Creación de las delimitaciones del cauce principal sobre la malla o MDT.



Figura 5.6. Creación de las delimitaciones del cauce principal sobre la ortofoto.

5.1.1.3.3. Trayectorias del flujo en el cauce principal y en las llanuras de inundación (Flowpaths Centerlines):

Las trayectorias de flujo indican las zonas por donde se prevé que el agua circulará preferentemente (por el cauce principal y por las dos llanuras de inundación). Las trayectorias de flujo serán utilizadas por HEC-GeoRAS para determinar las distancias entre secciones tanto en el cauce principal como en las llanuras de inundación (Figura 5.7 y Figura 5.8).

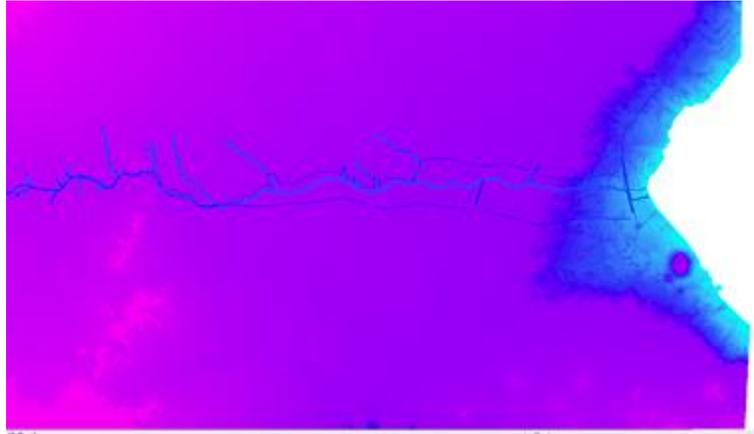


Figura 5.7. Creación de las trayectorias de flujo sobre la malla o MDT.



Figura 5.8. Creación de las trayectorias de flujo sobre la ortofoto.

Una vez se han sido digitalizadas las trayectorias de flujo tendremos que identificar cada línea dentro de la capa de información, indicando si la línea representa el río principal (“Channel”), la llanura izquierda (“Left Overbank”) ó la llanura derecha (“Right Overbank”).

5.1.1.3.4. *Secciones de corte transversal (Cross-Sections Cut-Lines):*

Las secciones transversales son representadas mediante líneas de corte, utilizadas para extraer los datos de elevación del terreno, obteniéndose un número finito de perfiles del terreno a lo largo de todo el cauce.

Las intersecciones de las líneas de corte con otras capas de información son utilizadas para exportar a HEC-RAS diversos atributos. Por lo tanto, la creación de un número adecuado de cortes transversales ha de producir una buena representación del lecho del cauce principal y de las llanuras de inundación.

Para delimitar las zonas por donde se prevee que circulará el flujo preferentemente se ha considerado la cartografía de zonas inundables para distintos periodos de retorno 50, 100 y 500 años tomando de referencia el de 100 años de periodo de retorno (Figura 5.9, Figura 5.10 y Figura 5.11), obtenida de la Secretaría de Estado de Administraciones Públicas, perteneciente al Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas.

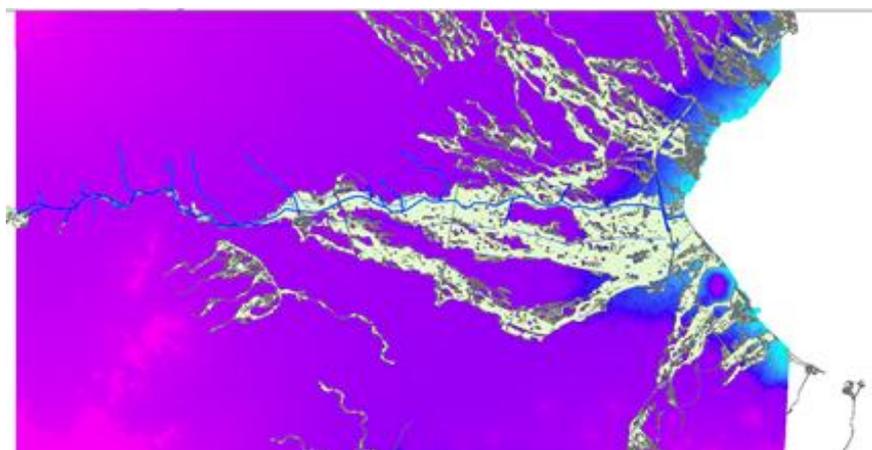


Figura 5.9. Cartografía de inundaciones para un periodo de retorno de 50 años sobre la zona de estudio (Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas, 2014).

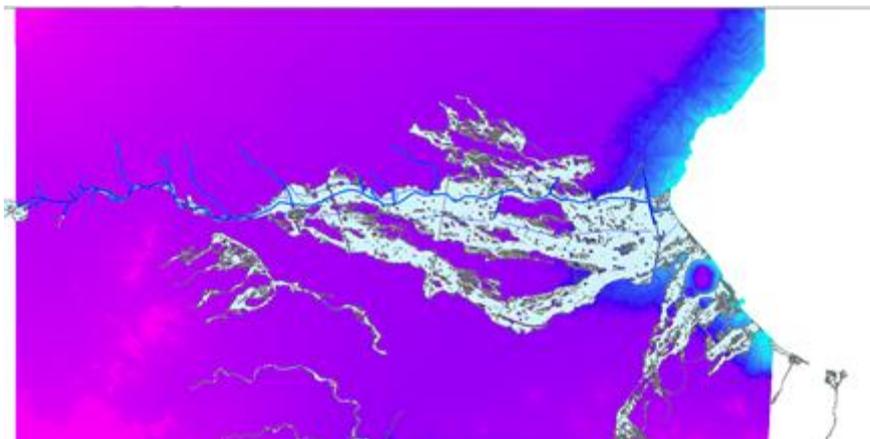


Figura 5.10. Cartografía de inundaciones para un periodo de retorno de 100 años sobre la zona de estudio (Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas, 2014).

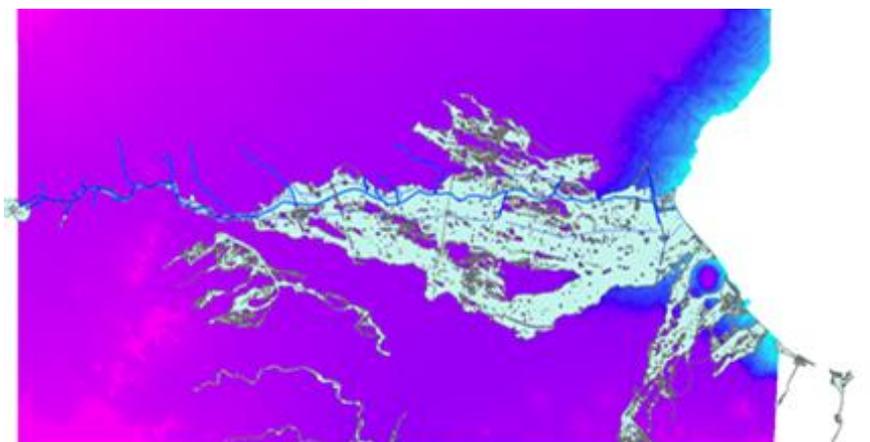


Figura 5.11. Cartografía de inundaciones para un periodo de retorno de 500 años sobre la zona de estudio (Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas, 2014).

En la digitalización de las secciones transversales (Figura 5.12 y Figura 5.13) se han de tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las líneas que representan las secciones transversales ha de ser en la medida de lo posible perpendiculares al flujo principal.
- Se digitalizan las líneas de izquierda a derecha, de aguas arriba hacia aguas abajo, en el sentido natural del flujo.
- Si existe en el cauce una estructura, por ejemplo puentes, será una buena práctica definir una sección transversal aguas arriba y otra aguas abajo de dicha estructura.
- Las secciones transversales nunca se pueden cortar entre ellas.

- Las secciones transversales de forma individual sólo podrán cortar con la línea central del cauce principal una sola vez, al igual que el resto de capas creadas con anterioridad.
- Las secciones transversales nunca podrán exceder los límites del MDT.

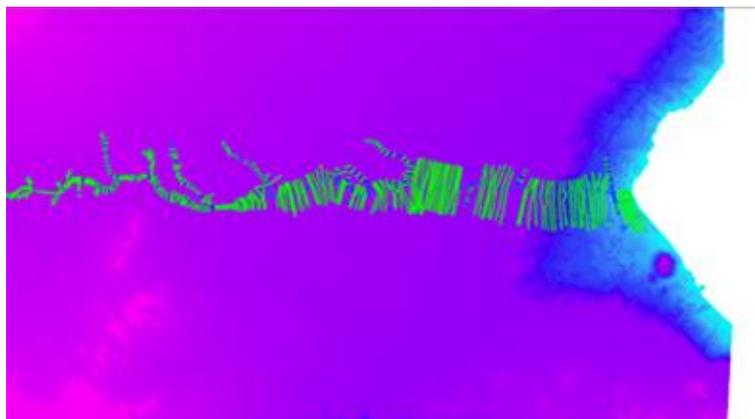


Figura 5.12. Creación de las secciones transversales sobre la malla o MDT.



Figura 5.13. Creación de las secciones transversales sobre la cartografía de inundaciones de periodo de retorno de 100 años.

En la llanura de la margen derecha de la parte final de la rambla hay una gran zona inundada. Además aparece una segunda rambla, llamada Rambla de Miranda.

Este trabajo se ha centrado en el estudio del cauce principal de la Rambla del Albuñón, por lo que la zona de la Rambla de Miranda no se ha tenido en cuenta.

Las secciones transversales requieren trabajo de validación para lograr unos resultados adecuados. Cada una de las 444 secciones transversales obtenidas han sido revisadas para ver que poseen una geometría acorde a lo esperable.

Las siguientes figuras muestran algunos ejemplos de cortes transversales a lo largo de la zona de estudio tras realizar la revisión de las secciones. Estos cortes son los que se exportan y se importan como dato de entrada a HEC-RAS.

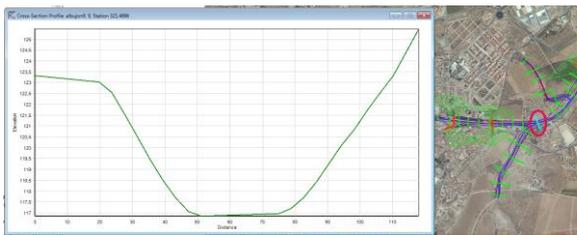


Figura 5.14. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte alta de la zona de estudio.

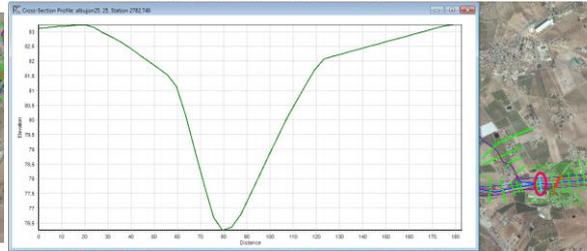


Figura 5.15. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte alta de la zona de estudio.

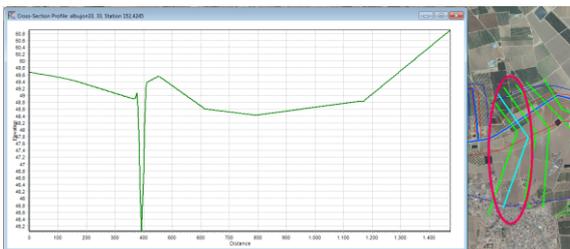


Figura 5.16. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte media de la zona de estudio.

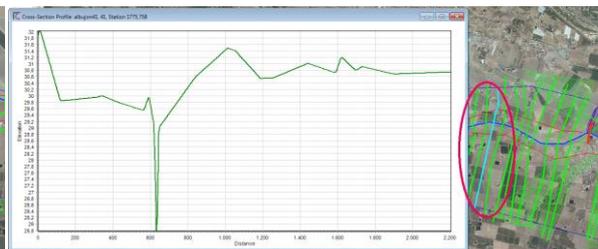


Figura 5.17. Vista de un corte transversal sobre la ortofoto de la parte baja de la zona de estudio.

Se debe evitar, en la medida de lo posible, las carreteras y puntos singulares y en caso de no poder, se debe ser consecuente en el análisis de resultados (Figura 5.18). De igual forma, se deben evitar las numerosas balsas de riego existentes en la zona para no obtener una geometría errónea no representativa.

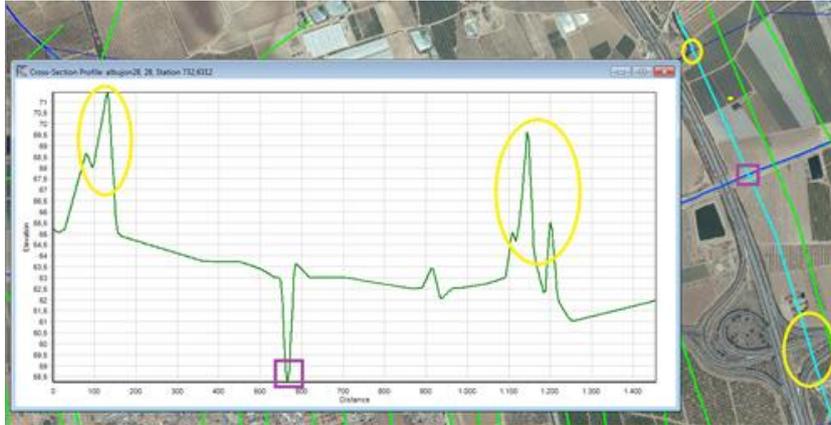


Figura 5.18. Sección transversal afectada por carreteras.

5.1.1.3.5. Puentes (Bridges):

Una vez definida la capa de información referente a las secciones transversales, el siguiente paso será definir la localización de los puentes.

Las reglas a tener en cuenta serán idénticas a las empleadas en la construcción de las secciones transversales:

- Han de cortar la línea central del cauce principal una única vez.
- No pueden salir del entorno del MDT.

En HEC-GeoRAS únicamente marcaremos la situación de los puentes (Figura 5.19). Sus características se introducen en una fase posterior en HEC-RAS.

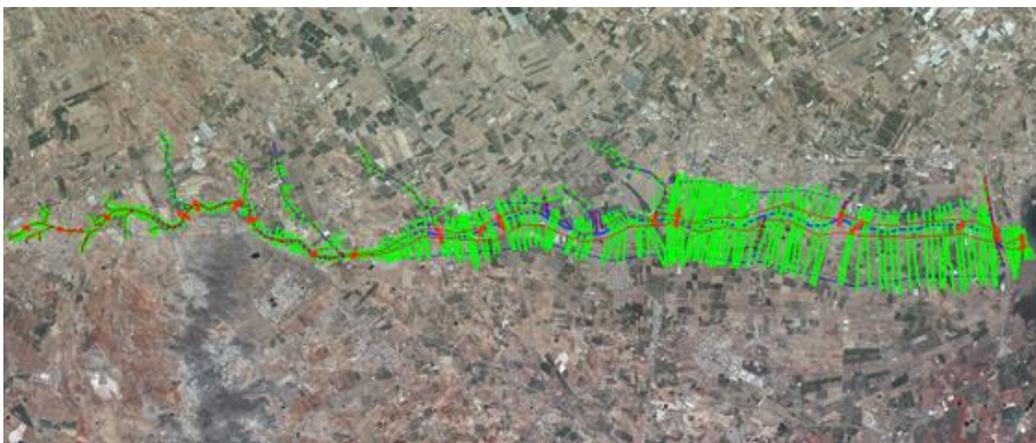


Figura 5.19. Creación de la posición de los puentes y algunas carreteras importantes sobre la ortofoto.

5.1.1.3.6. Áreas de flujo inefectivas (*Ineffective Flow Areas*):

Las áreas de flujo inefectivo son utilizadas para identificar aquellas zonas que aun existiendo agua, la velocidad del flujo es cero, por ejemplo en las zonas de parada que se generan fuera del cauce principal en las inmediaciones de estrechamientos y puentes.



Figura 5.20. Creaci3n de las 3reas de flujo inefectivas debido a la presencia de puentes a lo largo de la Rambla del Albuji3n.

A lo largo de toda la Rambla del Albuji3n se poseen datos de cuatro puentes, dos situados en la zona alta (Puente de San Francisco y Puente de la gasolinera Garcer3n en Fuente 3lamo) (Figura 5.21), uno en la zona media (Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuji3n) (Figura 5.22) y uno en la zona baja (Puente de la carretera nacional N-332 en Los Alc3zares) (Figura 5.23).



Figura 5.21. Creaci3n de las 3reas de flujo inefectivas de los dos puentes de la zona alta de la Rambla del Albuji3n.



Figura 5.22. Creación de las áreas de flujo inefectivas del puente de la zona media de la Rambla del Albujión.



Figura 5.23. Creación de las áreas de flujo inefectivas del puente de la zona baja de la Rambla del Albujión.

5.1.1.3.7. Usos del suelo (Land Use):

Lo último que se debe realizar antes de exportar será definir los coeficientes de rugosidad (número de Manning) para cada una de las secciones. En Hec-GeoRas se logra mediante la capa de usos de suelo.

Los usos del suelo (Figura 5.24) han sido extraídos teniendo en cuenta el proyecto CORINE Land Cover 2006 (CLC2006) en nuestra zona estudio.



Figura 5.24. Capa de usos de suelo del CORINE Land Cover 2006 en el área de estudio.

Corine Land Cover es una base de datos de ocupación del suelo a nivel europeo con escala de referencia 1:100.000. Está basada en una nomenclatura jerárquica de 44 clases, con tamaño mínimo de polígonos de 25 hectáreas.

Existen tres versiones de esta base de datos según diferentes años de referencia, así como bases de datos de cambios en la ocupación del suelo entre diferentes versiones:

- CORINE Land Cover 1990 (CLC90): referida al año 1990.
- Image & CORINE Land Cover 2000 (I&CLC2000): actualización del CLC90 referida al año 2000 y la base de datos de cambios durante el periodo 1990-2000.
- CORINE Land Cover 2006 (CLC2006): actualización del CLC2000 referida al año 2006 y la base de datos de cambios durante el periodo 2000-2006.

De esta forma se logra tener una red de polígonos asociados a unos atributos de usos del suelo. Como la zona de estudio es extensa HEC-GeoRAS permite generar una tabla con los números de Manning de forma semiautomática.

A continuación se muestra una tabla con los usos del suelo, su respectivo código en el CORINE Land Cover y los números de Manning que han sido asociados a cada uso de suelo.

Descripción del uso del suelo	Código CORINE	Nº de Manning
Lagunas costeras	52100	0
Tejido urbano discontinuo	11220	0.07
Ramblas con poca o sin vegetación	33120	0.025
Playas y dunas	33110	0.02
Tejido urbano continuo	11100	0.1
Cultivos herbáceos en regadío	21210	0.03
Cítricos en regadío	22221	0.045
Cultivos anuales permanentes en regadío	24230	0.04
Zonas industriales	12110	0.1
Frutales en regadío	22223	0.045
Cultivos permanentes en regadío	24222	0.035
Terrenos regados permanentemente	21220	0.035
Cultivos anuales permanentes en secano	24213	0.04
Tierras de labor en secano	21100	0.03
Frutales en secano	22210	0.045
Matorrales subarbustivos muy poco densos	32312	0.06
Zona de extracción minera	13100	0.025
Grandes formaciones de matorral denso o medianamente denso	32311	0.1
Pastizales naturales mediterráneos	32122	0.035
Espacios con vegetación escasa (Xeroestepa subdesértica)	33310	0.025

Tabla 5.1. Tabla que recoge usos de suelo y números de Manning de la zona de estudio.

5.1.2. Exportación a HEC-RAS:

Llegados a este punto, concluye la primera parte relacionada con la adquisición y edición de datos geométricos georeferenciados. El siguiente paso será transformar el archivo con extensión GIS en otro archivo capaz de ser manipulado en HEC-RAS.

Después de haber verificado que todas las capas y tablas generadas en los pasos anteriores están seleccionadas se hará la exportación de ficheros con el formato necesario para poder importarlo en HEC-RAS.

5.2. HEC-RAS:

Para esta fase del proyecto se ha utilizado el software HEC-RAS 4.1, de uso libre. Este programa realiza cálculos de perfiles de calados y caudales de flujos permanentes y transitorios. En su última versión puede realizar cálculos relacionados con el transporte de sedimentos.

5.2.1. Interfaz:

Los datos necesarios para llevar a cabo el cálculo en HEC-RAS están divididos en datos geométricos y datos de flujo. En este caso se utilizarán datos de flujo en régimen permanente, aunque existe la posibilidad de analizar flujos no permanentes introduciendo el hidrograma de avenida. Por su parte, el transporte de sedimentos se analizará con flujo cuasi-permanente.

A continuación se muestra la interfaz de HEC-RAS, y a partir de la cual se accede a todos los demás menús.

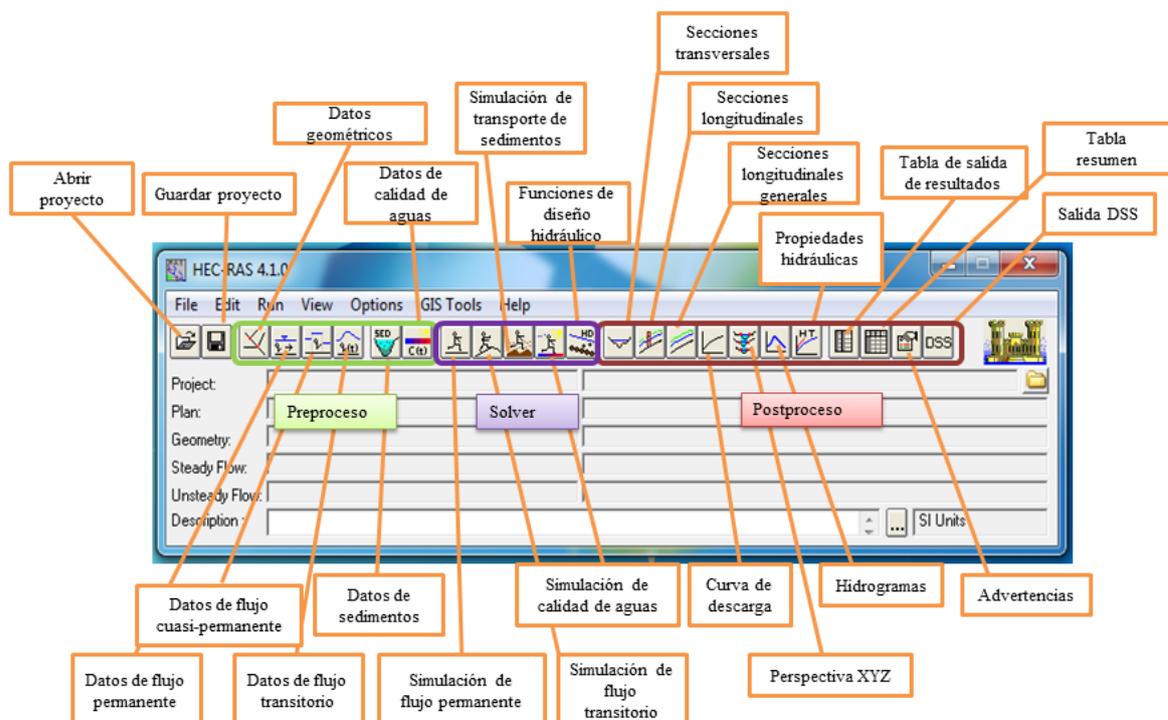


Figura 5.25. Interfaz de HEC-RAS.

5.2.2. Geometría:

Los datos geométricos establecen la simplificación de la realidad a través del esquema del río en planta (River System Schematic), incluyen las secciones transversales, la longitud de los tramos de río, los coeficientes de pérdida de energía (perdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión), información de las uniones, etc. Además, permite considerar todos los datos referentes a estructuras hidráulicas presentes o futuras (puentes, drenajes transversales, compuertas, etc).

El esquema del río permite definir de una manera representativa el trazado, el nombre de cada tramo y la relación de cada uno con el siguiente. Cada tramo tiene un único identificador que servirá para ubicar las secciones transversales. La dirección del dibujo indica el sentido del flujo que se usará posteriormente en el cálculo.

Podremos evitar introducir todos los datos geométricos de forma manual gracias al trabajo previo desarrollado mediante el software ArcGIS y su extensión para HEC-RAS, HEC-GeoRAS.

Cuando se importa un fichero desde GIS, será necesario realizar un filtrado de puntos sobre las secciones creadas, ya que HEC-RAS tolera un máximo de 500 puntos por sección, mientras que el modelo digital extrae un punto por celda.

A continuación hay que revisar los valores de las uniones entre los tramos de cauce importados, y por último debemos introducir los puentes.

Una vez llegado a este punto se visualiza las secciones y se comprueba que todos los campos del editor geométrico están correctamente introducidos.

Una vez finalizado el aspecto geométrico de HEC-RAS, se deben definir las condiciones de flujo, las características del sedimento, aplicar la simulación y analizar los datos obtenidos.

5.2.2.1. Secciones transversales:

Los límites geométricos para el análisis de flujo se especifican en forma de perfiles transversales (Cross Sections) y las distancias entre ellos (Reach Lengths). Estas secciones transversales se extienden de manera perpendicular al flujo y más allá del cauce principal, definiendo las llanuras de inundación. Contienen la información referente a la forma de la sección del cauce, acotado por las orillas del cauce principal y las llanuras de inundación. Además, contienen información referente a los coeficientes de Manning.

Opcionalmente estas secciones transversales pueden contener otra información que condiciona el cálculo, como pueden ser las zonas de flujo inefectivo, los leeves y las obstrucciones.

5.2.2.1.1. Interpolación de secciones transversales:

Cuanto menor sea la distancia entre secciones de referencia mayor será la exactitud, pero también debemos de tener en cuenta que cuantas más secciones transversales, mayor será el trabajo necesario para realizarlo.

Las secciones actuales están distanciadas una media de 60 metros. Mediante el uso de la herramienta de interpolación, se reduce la distancia entre cada una de las secciones de referencia para mejorar la bondad de los resultados. Se realiza la interpolación cada 30 metros.

Cada sección interpolada es representada junto con un asterisco (*) situado después del número de identificación. La interpolación también afecta a todas las características de las secciones que se interpolan, incluido los coeficientes de Manning.

5.2.2.2. Puentes:

Una de las estructuras que deberemos introducir manualmente, independientemente de que se haya trabajado con ArcGIS, es la geometría y las características de los puentes.

Los puentes se subdividen básicamente en tres partes a la hora de caracterizarlos: tablero del puente (Deck/Roadway), pilas (Pier) y estribos (Sloping Abutment). También se deben definir las áreas de flujo inefectivo así como los coeficientes de pérdidas de contracción y expansión en la zona de influencia de cada puente.

Las áreas de flujo inefectivo se importan de HEC-GeoRAS, pero aun así hay que corregirlas para que sólo haya una zona en cada margen, aguas arriba y aguas abajo del puente y su elevación sea la adecuada.

Las medidas para introducir las dimensiones y características de los puentes han sido las obtenidas de los siguientes archivos de AutoCAD que se realizaron gracias a una visita de campo.

A continuación aparece la localización de los puentes que posteriormente se tratan para tener una visión global de los mismos y situarlos a lo largo de la rambla.

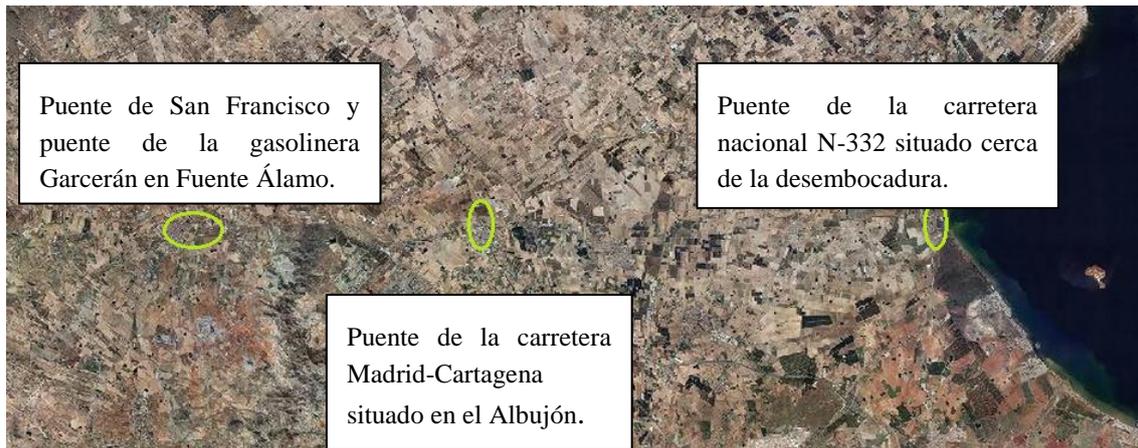


Figura 5.26. Situación de los puentes de estudio a lo largo de la Rambla del Albuñón.

Junto a estos archivos aparecen los datos de entrada introducidos en HEC-RAS para definir las propiedades y características de los puentes.

En las siguientes figuras se muestran las características de cada puente, sus dimensiones y la entrada de datos en el programa.

Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo:

Se trata de un puente de 2 carriles, 12 metros de ancho de paso, 41.59 metros de longitud y 4 vanos, construido en 1916. La solera del cauce bajo el puente se encuentra a la cota 120 metros sobre el nivel del mar. La coronación del tablero está a una altura de 5.9 metros. Las pilas poseen un ancho de 1.8 metros y terminan en forma triangular. El espaciamiento entre pilas es de 8 metros. Para su resolución se ha escogido un coeficiente $C_d = 1.6$ para el método de la cantidad de movimiento y un coeficiente $K = 1.05$ para el método de la ecuación de Yarnell.



Figura 5.27. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo visto desde aguas arriba.



Figura 5.28. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo visto desde aguas abajo.

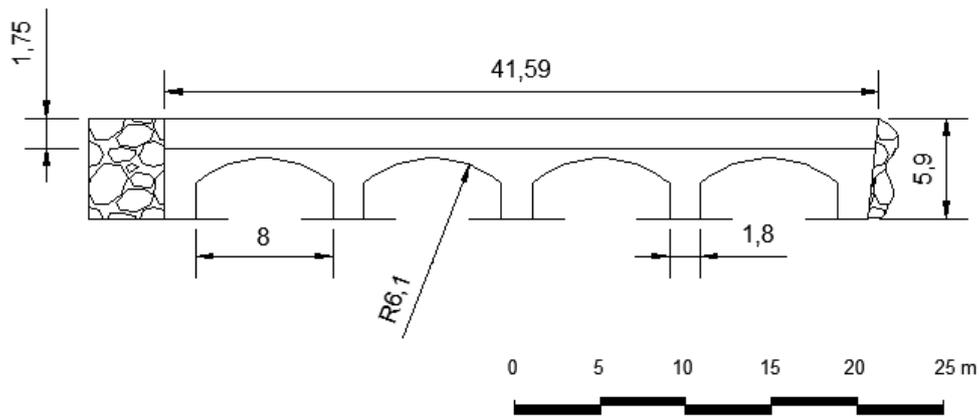


Figura 5.29. Puente de San Francisco acotado en AutoCAD (cotas en m).

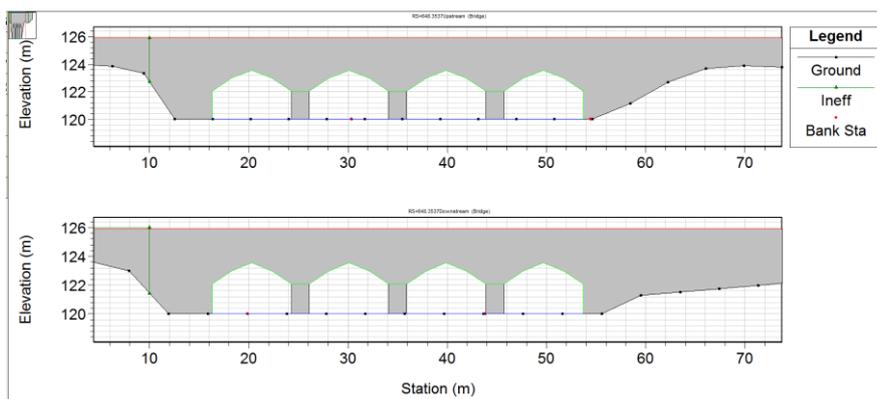


Figura 5.30. Detalle del puente de San Francisco introducido en HEC-RAS.

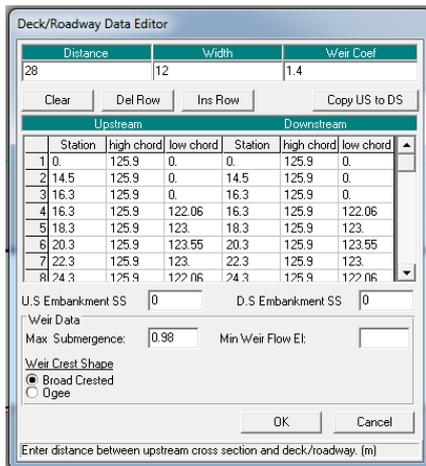


Figura 5.31. Editor del tablero para el puente de San Francisco introducido en HEC-RAS.

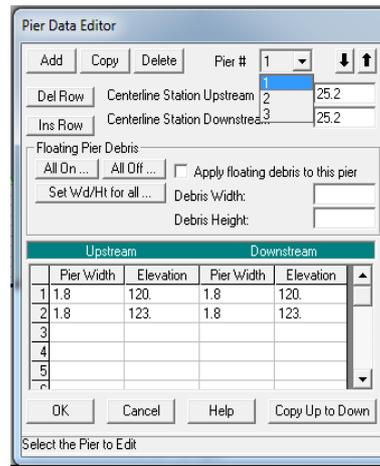


Figura 5.32. Editor de pilas para el puente de San Francisco introducido en HEC-RAS.

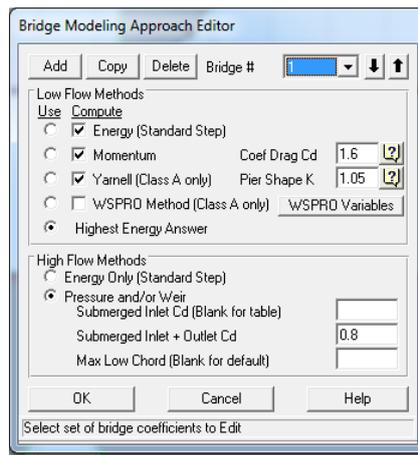


Figura 5.33. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de San Francisco.

Puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo:

Se trata de un puente de 2 carriles, 14 metros de ancho de paso, 26.9 metros de longitud y 2 vanos. La solera del cauce se encuentra a la cota 117.5 metros sobre el nivel del mar. El puente tiene una altura hasta la coronación del tablero de 8.8 metros. El espaciamiento entre la pila y el estribo varía en función se esté aguas arriba o aguas abajo pero su valor medio está entorno a unos 13.5 metros. La pila posee una forma alargada con extremos circulares. Para su resolución se ha escogido un coeficiente $C_d = 1.33$ para el método de la cantidad de movimiento y un coeficiente $K = 0.9$ para el método de la ecuación de Yarnell.



Figura 5.34. Puente de la gasolinera Garcerán situado en Fuente Álamo visto desde aguas arriba.

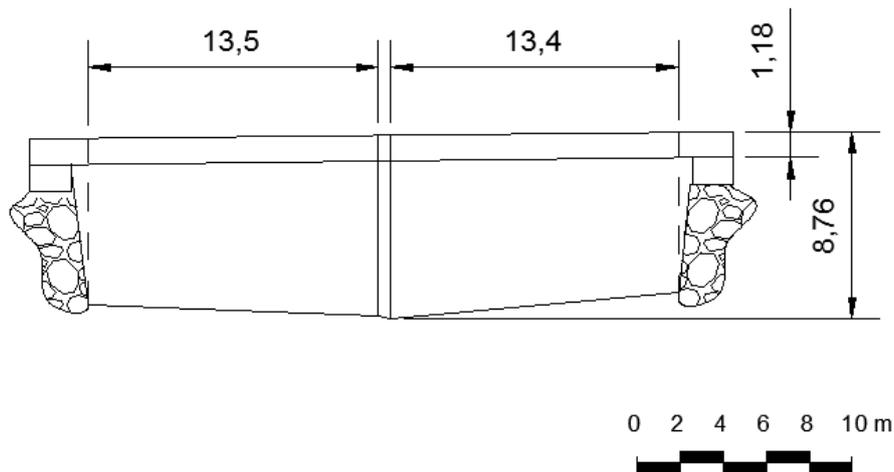


Figura 5.35. Puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo visto desde aguas arriba acotado en AutoCAD (cotas en m).



Figura 5.36. Puente de la gasolinera Garcerán situado en Fuente Álamo visto desde aguas abajo.

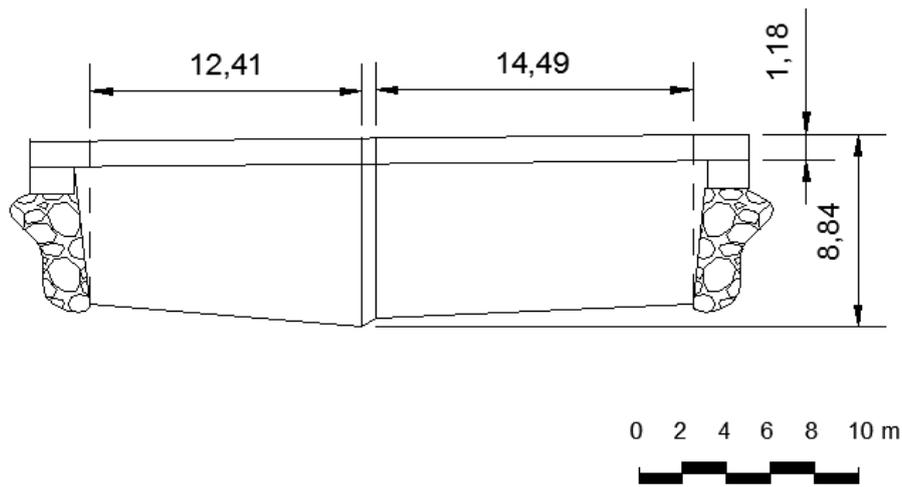


Figura 5.37. Puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo visto desde aguas abajo acotado en AutoCAD (cotas en m).

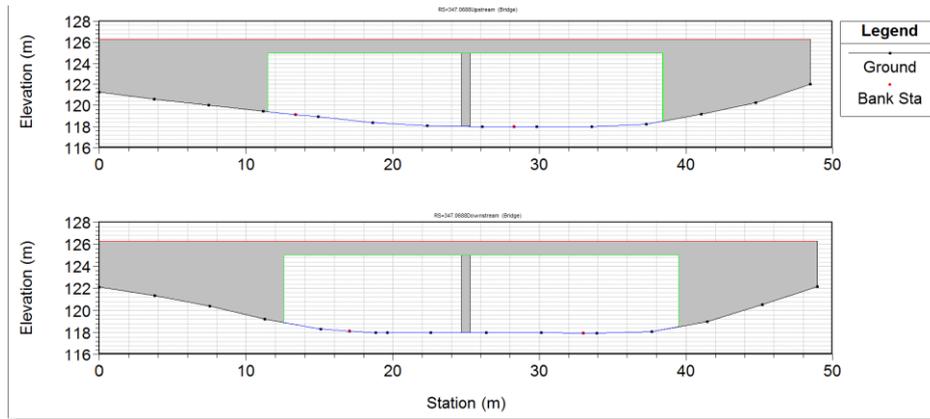


Figura 5.38. Detalle del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo introducido en HEC-RAS.

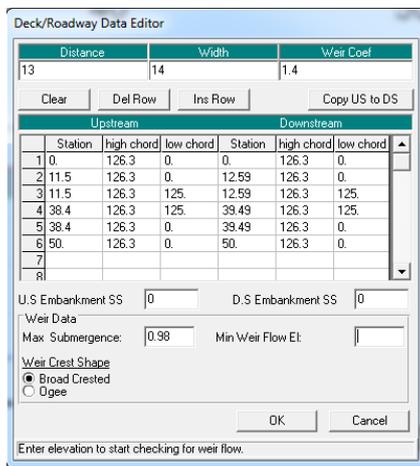


Figura 5.39. Editor del tablero para el puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo introducido en HEC-RAS.

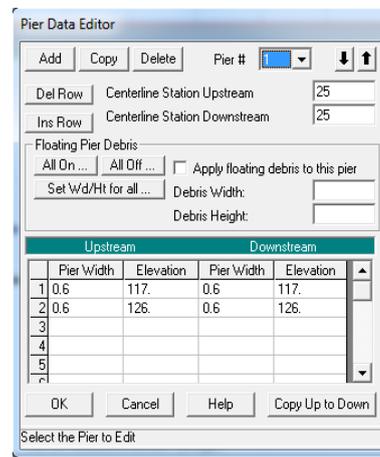


Figura 5.40. Editor de pilas para el puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo introducido en HEC-RAS.

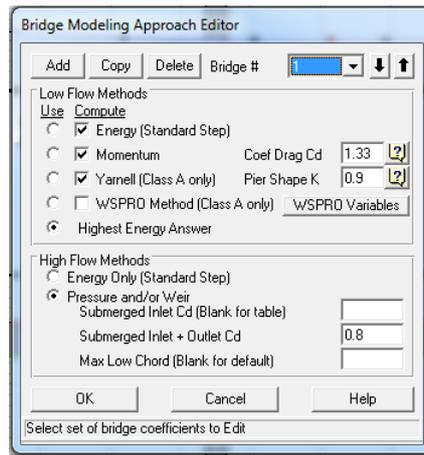


Figura 5.41. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo.

Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albujión:

Se trata de un puente de 2 carriles, 11.5 metros de ancho de paso, 43.4 metros de longitud y 3 vanos. La solera del cauce se encuentra a la cota 69.67 metros sobre el nivel del mar. El puente tiene una altura hasta la coronación del tablero de 5.03 metros. El espaciamiento entre pilas es de 13.6 metros. Las pilas poseen un ancho de 1.3 metros en su parte más ancha y 0.5 metros en el contacto con el lecho (que es su parte más estrecha). Las mismas poseen una forma alargada con extremos circulares. Para su resolución se ha escogido un coeficiente $C_d = 1.33$ para el método de la cantidad de movimiento y un coeficiente $K = 0.9$ para el método de la ecuación de Yarnell.



Figura 5.42. Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albujión visto desde aguas arriba.



Figura 5.43. Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albujión visto desde aguas abajo.

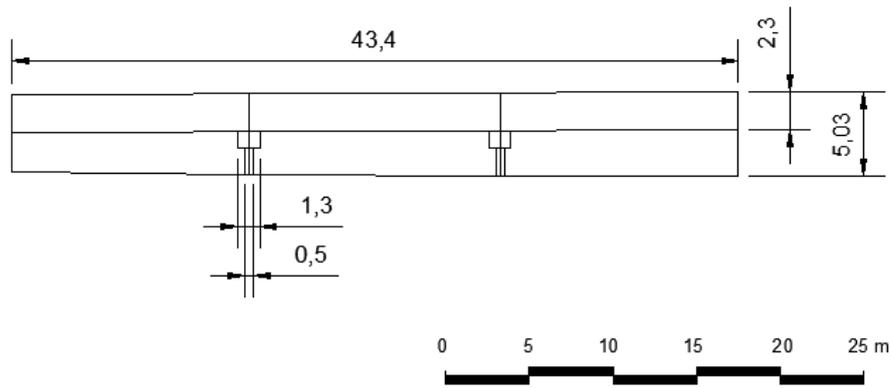


Figura 5.44. Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón acotado en AutoCAD (cotas en m).

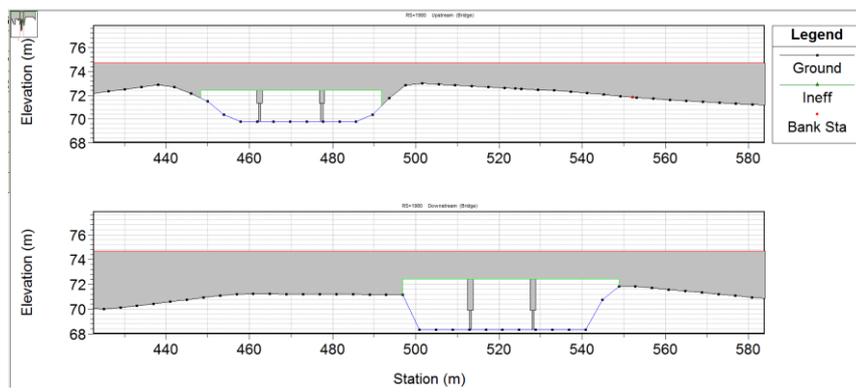


Figura 5.45. Detalle del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón introducido en HEC-RAS.

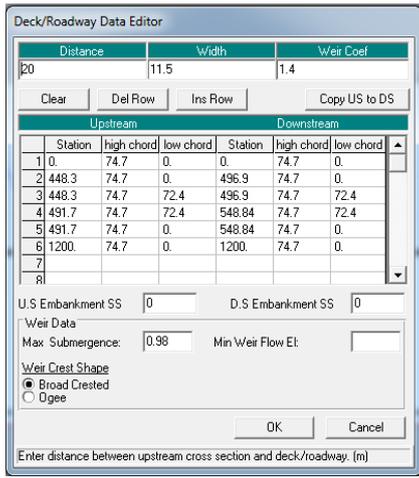


Figura 5.46. Editor del tablero para el puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón introducido en HEC-RAS.

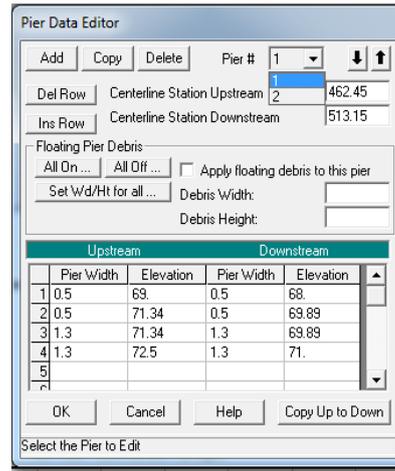


Figura 5.47. Editor de pilas para el puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón introducido en HEC-RAS.

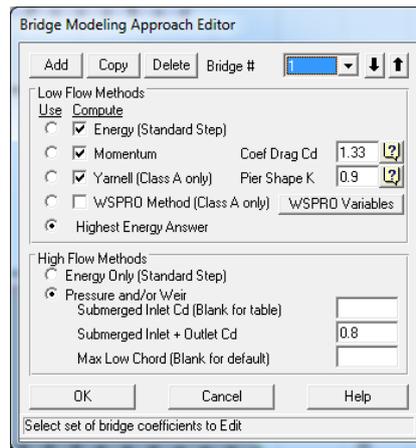


Figura 5.48. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón.

Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura:

Se trata de un puente de 2 carriles, 12.5 metros de ancho de paso, 56 metros de longitud y 3 vanos. La solera del cauce se encuentra a la cota 0.94 metros sobre el nivel del mar. El puente tiene una altura hasta la coronación del tablero de 6.06 metros. El espaciamiento entre pilas es de 17 metros, aproximadamente. Las pilas tienen una sección circular de diámetro 1.5 metros. Para su resolución se ha escogido un coeficiente $C_d = 1.2$ para el método de la cantidad de movimiento y un coeficiente $K = 0.9$ para el método de la ecuación de Yarnell.



Figura 5.49. Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura visto desde aguas abajo.

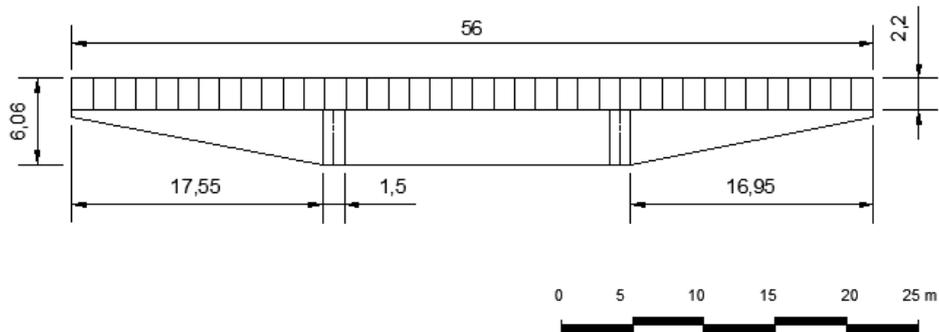


Figura 5.50. Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura acotado en AutoCAD (cotas en m).

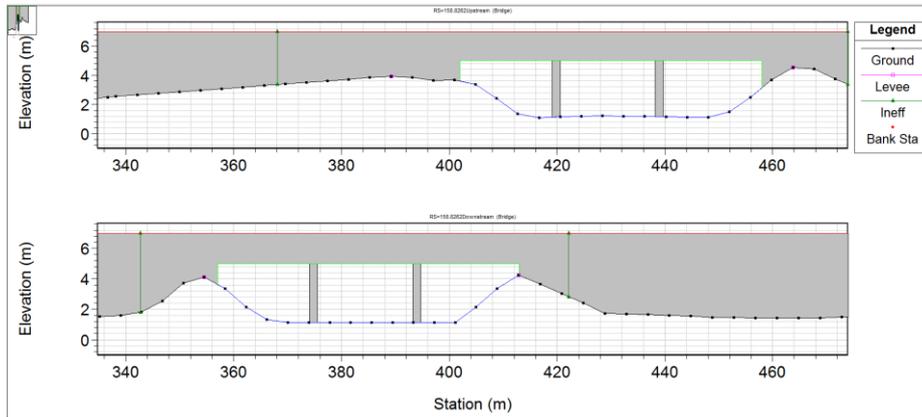


Figura 5.51. Detalle del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura introducido en HEC-RAS.

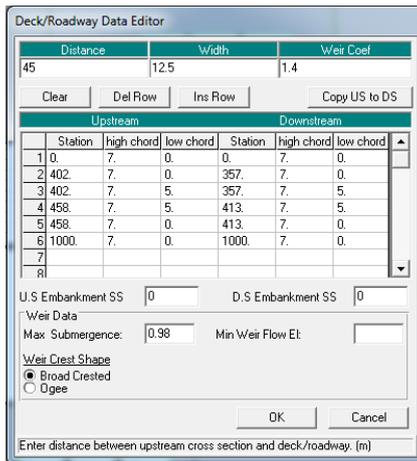


Figura 5.52. Editor del tablero para el puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura introducido en HEC-RAS.

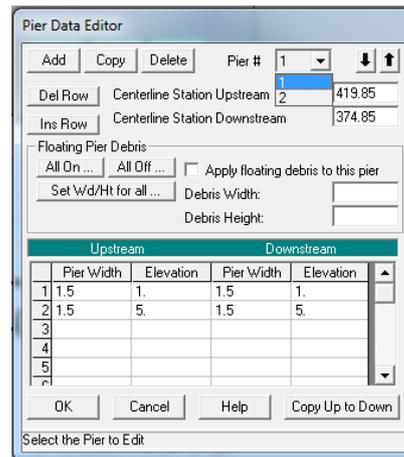


Figura 5.53. Editor de pilas para el puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura introducido en HEC-RAS.

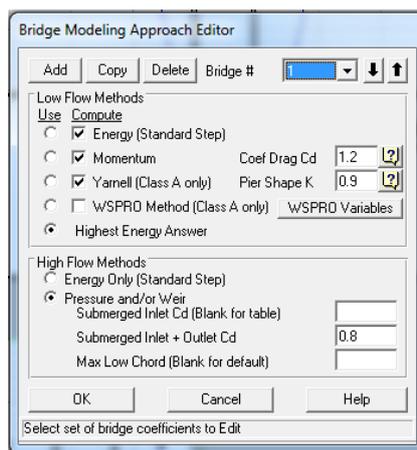


Figura 5.54. Coeficientes utilizados para el cálculo del flujo a través del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura.

5.2.3. Análisis de la capacidad hidráulica de distintos puentes:

5.2.3.1. Condiciones de contorno:

Los datos de caudal son otro componente esencial en el cálculo de HEC-RAS. Para realizar un análisis permanente hemos de definir un caudal y el punto de inserción del mismo. Todos los tramos considerados deben tener un caudal en su sección de aguas arriba. No se permiten tramos de caudal cero.

Las condiciones de contorno a introducir vienen determinadas por el tipo de cálculo a realizar (subcrítico, supercrítico ó mixto).

Si se va realizar un cálculo en régimen subcrítico, sólo son necesarias las condiciones de contorno en la sección de aguas abajo. Si lo que se quiere es realizar un cálculo en régimen supercrítico, se introducen las condiciones en la sección de aguas arriba. Si el cálculo es en régimen mixto, se requieren ambas condiciones de contorno.

Existen cuatro tipos de condiciones de contorno en el programa:

- Nivel de la lámina de agua conocido (Known W.S.). Se necesita el dato de nivel conocido.

- Calado Crítico (Critical Depth). Con esta condición de contorno el programa calculará el calado crítico para cada hipótesis y lo usará como condición de contorno.
- Calado Normal (Normal Depth). Es necesario introducir la pendiente de la línea de energía o en su defecto la pendiente de la superficie de agua o de la solera del canal en las inmediaciones de ese punto.
- Curva de gasto (Rating Curve). Cuando se selecciona esta condición de contorno aparece una tabla de caudales frente a calados en la cual hay que completar la curva de gasto.

En el caso de estudio sólo se necesita las condiciones de contorno aguas abajo, ya que en todas las situaciones estamos en régimen subcrítico. Puesto que no se observan cambios bruscos en las inmediaciones de la zona de estudio, se ha elegido como condición de contorno el calado normal. Por lo tanto se debe introducir una pendiente. Como la pendiente de energía es a priori desconocida, se ha considerado la pendiente del fondo del canal. La pendiente de la parte alta es 0.00372 (0.37%) mientras que la de la parte baja es 0.00257 (0.26%).

Una vez se ha impuesto la condición de contorno, se puede pasar a dar valores al caudal. Como es lógico, al aumentar el caudal se va observando como aumenta también el calado.

5.2.3.2. Estudio de la capacidad hidráulica de distintos puentes:

En este apartado se ha llevado a cabo el estudio de la capacidad hidráulica de 4 puentes situados en la Rambla del Albuñón. Para ello, se han considerado diferentes caudales que permiten estimar el funcionamiento hidráulico del puente. Por medio de su curva de gasto, se puede establecer la capacidad máxima de cada puente.

Puente de San Francisco:

El puente posee un área de paso de 91.60 m². El rango de caudales se encuentran entre 50 m³/s para un calado de 0.97 m y 409 m³/s que corresponde con la capacidad máxima del puente (altura máxima antes de verter de 5.81 m). Las velocidades del flujo se encuentran entre 2.0 y 4.5 m/s. Considerando que el lecho está formado por rocas duras, se tienen velocidades admisibles frente a daños según la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial.

Con los caudales intermedios se observa que los arcos en los vanos del puente generan un rápido ascenso del nivel de aguas arriba frente a pequeños cambios de caudal. De este modo, para un caudal de $307 \text{ m}^3/\text{s}$ el calado aguas arriba del puente es 3.36 m mientras que para un caudal de $308 \text{ m}^3/\text{s}$ el calado es 4.41 m .

A las singularidades debidas a la geometría del puente se debe añadir el cambio de ecuaciones para resolver el flujo a través del puente. Se está en la transición entre el flujo en lámina libre y el flujo en presión debido a que el flujo alcanza la cota inferior del tablero del puente.

Calados propuestos (m)	1	2	3	4	5	Justo antes de verter	Justo después de verter
Calados aguas arriba del puente (m)	0.97	1.96	2.96	4.41	5.02	5.81	5.83
Umbral hasta sobrevertido* (m)	4.93	3.94	2.94	1.49	0.88	0.09	-----
Caudal total (m^3/s)	50	160	260	308	360	409	410
Caudal que pasa a través del puente (m^3/s)	50	160	260	308	360	409	409.89
Caudal de vertido (m^3/s)	0	0	0	0	0	0	0.11
Área de apertura (m^2)	91.60	91.60	91.60	91.60	91.60	91.60	91.60
Velocidad del flujo a través del puente (m/s)	2	3.13	3.59	3.36	3.93	4.47	4.44

* El umbral de sobrevertido se calcula como la cota del tablero del puente menos el calado aguas arriba del puente.

Tabla 5.2. Simulación numérica del puente de San Francisco en Fuente Álamo para diferentes caudales.

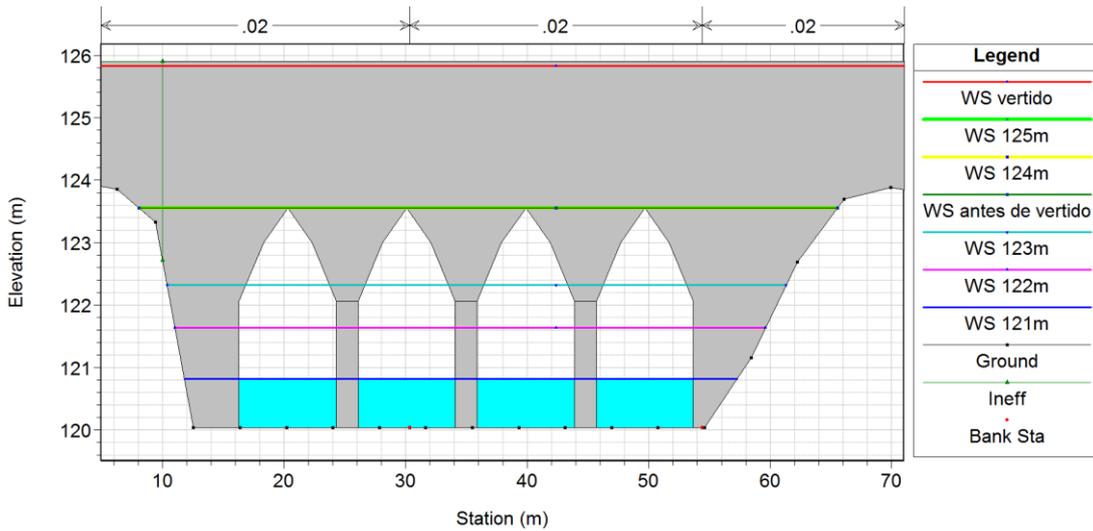


Figura 5.55. Simulación numérica del puente de San Francisco para diferentes caudales.

En función de estos resultados, y considerando la curva de gasto generada, se puede predecir el caudal que ha pasado por dicho puente para un evento en concreto.

La Figura 5.56 muestra el nivel de agua observado durante la avenida del 28 de septiembre de 2012. Según los resultados obtenidos, el caudal de $308 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondería a las observaciones realizadas en el puente durante dicha (Figura 5.57).



Figura 5.56. Puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012.

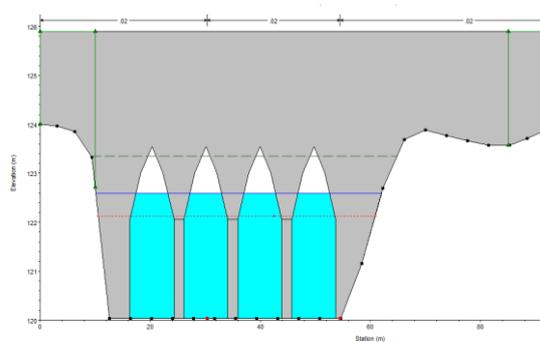


Figura 5.57. Simulación numérica del puente de San Francisco situado en Fuente Álamo durante la avenida del 28/09/2012.

Puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo:

Este puente, situado a 290 metros aguas abajo del puente del de San Francisco posee una capacidad máxima y un área de paso muy superior al puente de San Francisco.

Su área de paso es de 175.91 m². El rango de caudales se encuentran entre 120 m³/s para un calado de 2.55 m y 710 m³/s que corresponde con la capacidad máxima del puente (altura máxima antes de verter de 6.59 m). La velocidad del flujo va desde 2.90 a 6.32 m/s, por lo que se pueden producir daños y erosiones durante los caudales superiores a 340 m³/s.

Calados propuestos	2.5	4.5	6.5	Justo antes de verter	Justo después de verter
Calados aguas arriba del puente (m)	2.55	4.28	6	6.59	6.6
Umbral hasta sobrevertido (m)	6.25	4.52	2.8	2.21	-----
Caudal total (m ³ /s)	120	340	610	710	711
Caudal que pasa a través del puente (m ³ /s)	120	340	610	710	710.95
Caudal de vertido (m ³ /s)	0	0	0	0	0.08
Área de apertura (m ²)	175.91	175.91	175.91	175.91	175.91
Velocidad del flujo a través del puente (m/s)	2.90	4.94	6.01	6.32	6.33

Tabla 5.3. Simulación numérica del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo para diferentes caudales.

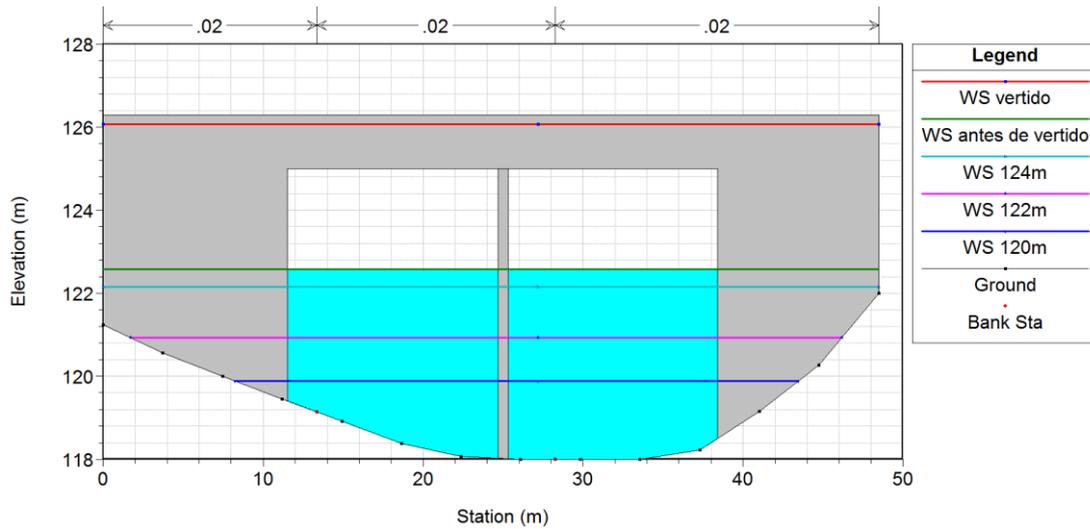


Figura 5.58. Simulación numérica del puente de la gasolinera Garcerán en Fuente Álamo para diferentes caudales.

Puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón:

Este puente situado a 17 kilómetros aguas abajo de Fuente Álamo es muy similar al puente de San Francisco, tanto en capacidad máxima y como en área de paso (97.86 m²).

La velocidad del agua que va de 0.76 a 4.13 m/s, valores admisibles frente a daños según la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial para suelo de rocas duras.

Los caudales oscilan entre 30 m³/s para un calado de 1.28 m y 404 m³/s para la altura máxima antes de verter de 5.01 m (capacidad máxima del puente).

Calados propuestos (m)	1.33	2.33	3.33	4.33	Justo antes de verter	Justo después de verter
Calados aguas arriba del puente (m)	1.28	2.31	3.36	4.29	5.01	5.03
Umbral hasta sobrevertido (m)	3.75	2.72	1.67	0.74	0.02	-----
Caudal total (m ³ /s)	30	80	275	360	404	405
Caudal que pasa a través del puente (m ³ /s)	30	80	275	360	404	404.61
Caudal de vertido (m ³ /s)	0	0	0	0	0	0.27
Área de apertura (m ²)	97.86	97.86	97.86	97.86	97.86	97.86
Velocidad del flujo a través del puente (m/s)	0.76	1.01	2.81	3.68	4.13	4

Tabla 5.4. Simulación numérica del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón para diferentes caudales.

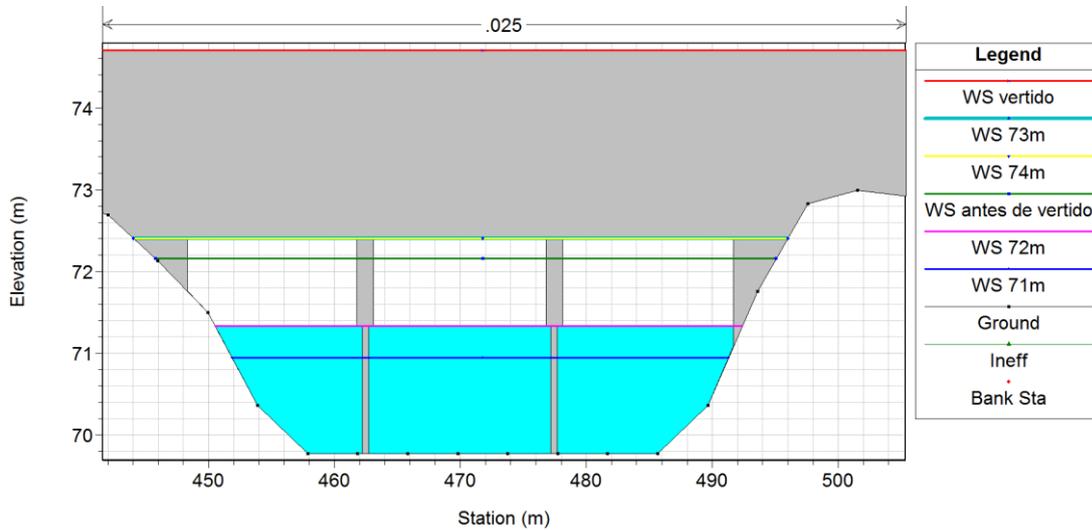


Figura 5.59. Simulación numérica del puente de la carretera Madrid-Cartagena situado en el Albuñón para diferentes caudales.

Puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura:

Este puente es muy similar al puente de la gasolinera Garcerán tanto en capacidad máxima ($833 \text{ m}^3/\text{s}$), como en área de paso (173.39 m^2) y, a su vez, tiene una capacidad muy superior a la de los puentes de San Francisco y de la carretera Madrid-Cartagena. Sin embargo, se debe tener en cuenta que al estar situado cerca de la desembocadura, la superficie de cuenca drenada es muy superior.

Las velocidades de paso son admisibles en todo el rango de caudales analizado (entre 0.94 y 4.65 m/s).

Los caudales se encuentran entre $30 \text{ m}^3/\text{s}$ para un calado de 1.15 m y $833 \text{ m}^3/\text{s}$ (capacidad máxima del puente) para un calado máximo antes de verter de 5.88 m.

Calados propuestos (m)	1.06	2.06	3.06	4.06	5.06	Justo antes de verter	Justo después de verter
Calados aguas arriba del puente (m)	1.15	2.1	3.09	3.9	5.04	5.88	5.89
Umbral hasta sobrevertido (m)	4.92	3.97	2.98	2.17	1.03	0.19	-----
Caudal total (m^3/s)	30	120	260	410	630	833	834
Caudal que pasa a través del puente (m^3/s)	30	120	260	410	630	833	833.27
Caudal de vertido (m^3/s)	0	0	0	0	0	0	1.15
Área de apertura (m^2)	173.39	173.39	173.39	173.39	173.39	173.39	173.39
Velocidad del flujo a través del puente (m/s)	0.94	1.66	2.23	2.68	3.51	4.65	4.64

Tabla 5.5. Simulación numérica del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura para diferentes caudales.

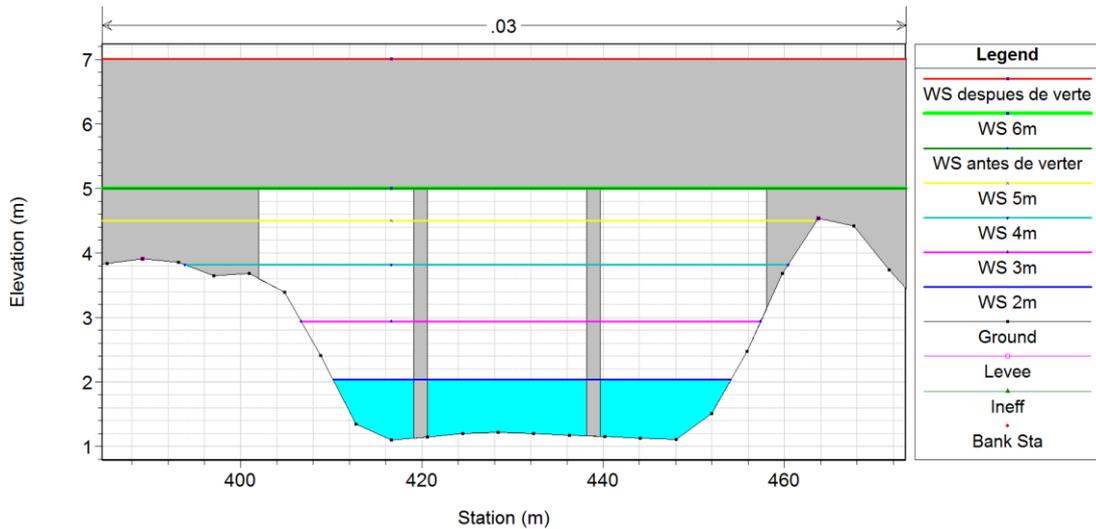


Figura 5.60. Simulación numérica del puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura para diferentes caudales.

La siguiente tabla resume las áreas de paso y los caudales máximos de los cuatro puentes analizados:

Puente	Área de paso (m ²)	Caudal (m ³ /s)
San Francisco	91.60	409
Gasolinera Garcerán	175.91	710
Carretera Madrid-Cartagena	97.86	404
Carretera naciunal N-332	173.39	833

Tabla 5.6. Áreas de paso y caudales de los diferentes puentes de estudio.

El puente de san Francisco y el puente de la carretera Madrid-Cartagena tiene la menor capacidad hidráulica (en torno a unos 405 m³/s).

La Figura 5.61 muestra la curva de gasto y la velocidad del flujo a través de los puentes. Las oscilaciones que se observan en los extremos finales de las distintas curvas son debidas al cambio de las ecuaciones de resolución del flujo a través del puente (de lámina libre a flujo en presión). Para el caso del puente de San Francisco se observa también el efecto de los arcos, donde un gran cambio de calado se asocia a un pequeño incremento de caudal.

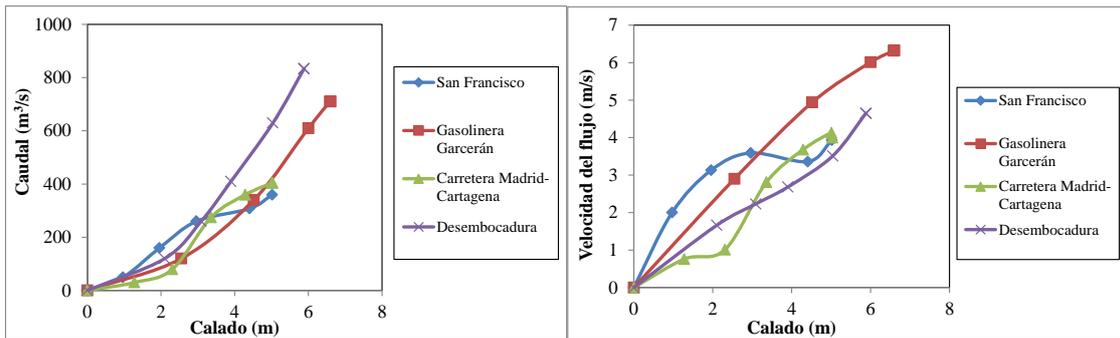


Figura 5.61. Curva de gasto y velocidad de paso de los distintos puentes analizados.

5.2.4. Transporte de sedimentos:

5.2.4.1. Caudales:

Considerando el evento del 2012, se han escogido los caudales que definen la capacidad hidráulica del puente de San Francisco para estimar el transporte de sedimentos que se produce en la Rambla del Albuñón, desde el municipio de Fuente Álamo hasta su desembocadura.

5.2.4.2. Granulometría:

La caracterización granulométrica de la zona de estudio es de vital importancia en el conjunto de los procesos empíricos que definen el movimiento de la partícula, tanto longitudinalmente en su viaje a lo largo del cauce, como verticalmente en su velocidad de caída, influyendo además en la rugosidad del propio cauce y, como consecuencia, en el régimen de velocidades del fluido.

La granulometría de una mezcla de partículas es la clasificación de las partículas que la forman por tamaños, a través de mallas normalizadas.

Para la determinación de la granulometría de la zona de estudio se debe seguir la técnica de muestreo. Se debe extraer muestras de un cierto volumen de material subsuperficial (Figura 5.62), en al menos tres puntos distintos del cauce discriminado en primer lugar una capa de espesor comparable al tamaño de la mayor partícula observada en la superficie, y que el flujo fuese capaz de transportar. Como el volumen que se muestrea debe ser representativo del material granular del cauce, la mayor partícula extraída no

representa más del 1% en peso de toda la muestra. Para cada muestra se ejecuta el método del cuarteo.



Figura 5.62. Muestra para obtener la granulometría de la Rambla del Albuji3n (García, 2012).

Tres curvas granulométricas en distintos puntos de la Rambla del Albuji3n. Para el análisis del transporte de sedimentos se escogió la curva granulométrica promedio (Tabla 5.7 y Figura 5.63).

% en peso	Diámetro (mm)			
	Albuji3n intermedia	Mergaji3n	Hoya de Espa3a	Promedio
0	0.008	0.060	0.009	0.026
5	0.150	0.200	0.450	0.267
10	0.500	0.350	1.200	0.683
16	1.300	0.600	2.500	1.467
20	1.800	0.850	3.800	2.150
30	2.400	1.600	5.500	3.167
40	3.300	2.300	8.300	4.633
50	4.090	3.458	10.450	5.999
60	8.100	5.400	13.500	9.000
70	13.500	8.900	16.500	12.967
80	20.300	13.500	19.250	17.683
84	22.500	14.710	19.720	18.977
90	28.500	19.200	22.300	23.333
100	35.800	30.100	50.300	38.733

Tabla 5.7. Datos de las curvas granulométrica de la Rambla del Albuji3n (Castillo y Marín, 2011).

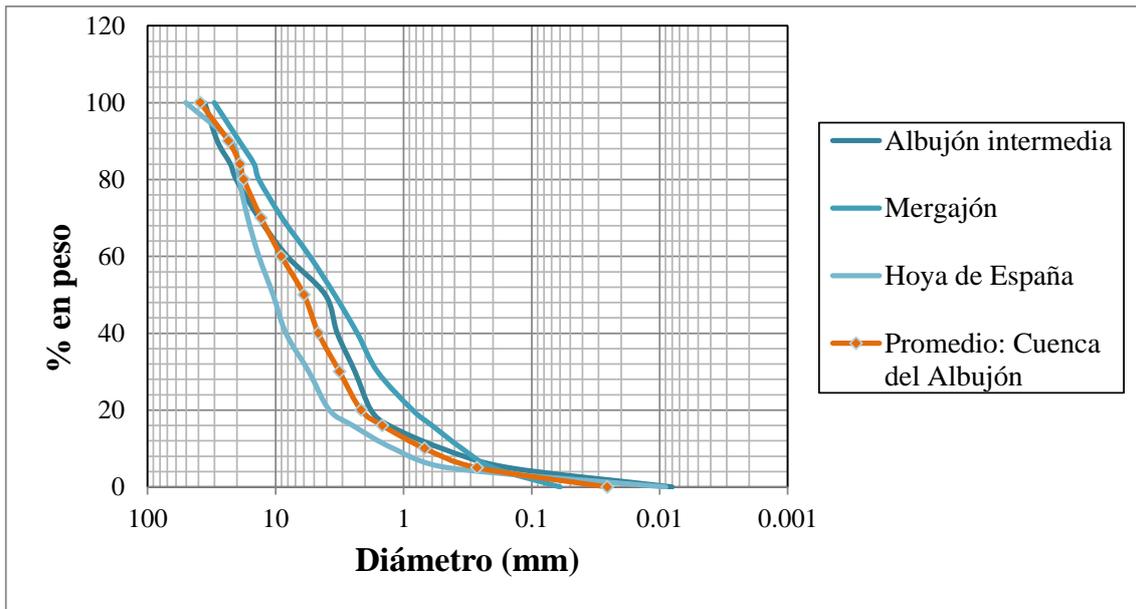


Figura 5.63. Curvas granulométricas de la Rambla del Albuji3n (Castillo y Marín, 2011).

5.2.4.3. Validaci3n del modelo de transporte de sedimentos:

Antes de realizar en el análisis del transporte de sedimentos de todo el tramo resulta interesante validar el modelo. Para ello, se ha escogido una secci3n tipo de la Cuenca del Albuji3n en la zona del encauzamiento a su paso por el municipio de Fuente Álamo.

Se trata de una secci3n trapezoidal con un talud de 0.083, (casi rectangular como se aprecia en la Figura 5.64). Posee un ancho de 41 metros, se ha considerado la pendiente media del tramo de estudio de 0.00372, y un número de Manning de 0.03.

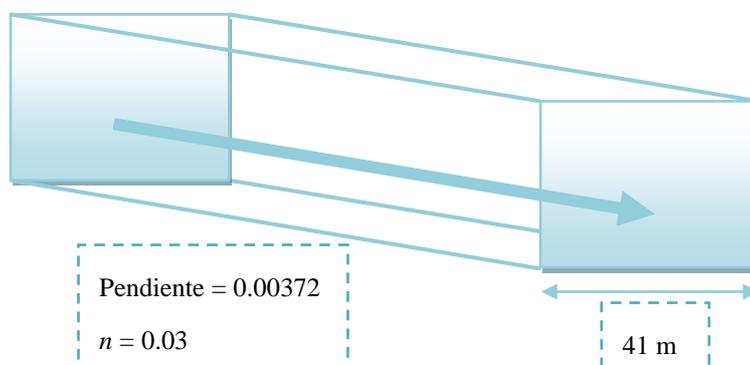


Figura 5.64. Secci3n tipo de la parte alta de la Rambla del Albuji3n utilizada para la validaci3n del modelo.

Inicialmente se han comparado los resultados obtenidos de los calados y velocidades. Una vez que se han comprobado que son muy similares, y se ha calculado el transporte de sedimentos tanto con las fórmulas empíricas programadas en hoja de cálculo como con el programa HEC-RAS. Posteriormente, los resultados se han comparado. Esta validación se hizo para las fórmulas de Meyer-Peter&Müller (1948), Yang (1973,1984), Ackers-White (1973), Engelund-Hansen (1967), Laursen (1968), Wilcock (2001) y Toffaleti (1968).

Los caudales elegidos para la realización del transporte de sedimentos son los obtenidos en la simulación hidráulica del puente de San Francisco. Dicho puente es el de menor capacidad del tramo encauzado a su paso por el municipio de Fuente Álamo y existen archivos fotográficos del nivel del agua obtenidos en distintos eventos.

Para el caso de Meller-Peter&Müller, en la Figura 5.65 se observa un caudal sólido que varía entre las 300 ton/día para caudales pequeños y las 6000 ton/día para los caudales mayores. La capacidad de transporte debida a los diferentes tamaños de partículas es muy similar. Los valores más altos tienden a corresponder a los tamaños más finos, lo que quiere decir que habrá más transporte debido a los sedimentos finos que a los materiales más gruesos.

Estos resultados confirman que el valor D_{50} puede considerarse un buen estimador del transporte de sedimentos de toda la curva granulométrica.

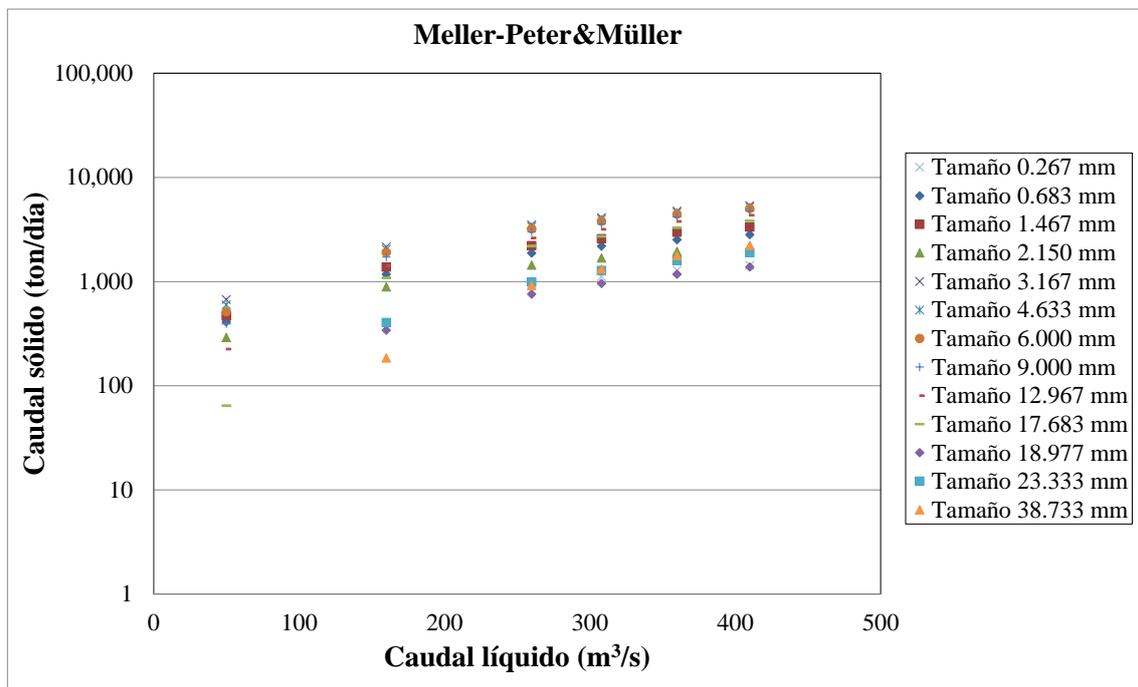


Figura 5.65. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuji3n a su paso por Fuente 3lamo con la formulaci3n de Meller-Peter&Müller.

Para el caso de Yang (Figura 5.66), los valores están mucho más dispersos que en el cálculo de Meller-Peter&Müller. Se observa claramente una discontinuidad entre los valores de los cuatro tamaños más finos y del resto de la curva granulométrica. Los tamaños más finos generan un mayor caudal sólido. Esta discontinuidad parece estar en el entorno de los límites de la formulación de Yang para arenas (diámetros 0.15-1.7 mm) y gravas (diámetros 2.5-7.0 mm) (ver en Tabla 4.7). Por tanto, la ecuación de Yang es muy sensible al contenido de materiales finos. De este modo, los tamaños de la curva granulométrica inferiores a 0.683 mm (aproximadamente un 5% en peso) representan más del 50 % de la capacidad de transporte total.

Si despreciamos los resultados de los materiales más finos se obtienen resultados de caudal sólido entre 60 y 1100 ton/día, con valores inferiores a los resultados de Meller-Peter&Müller.

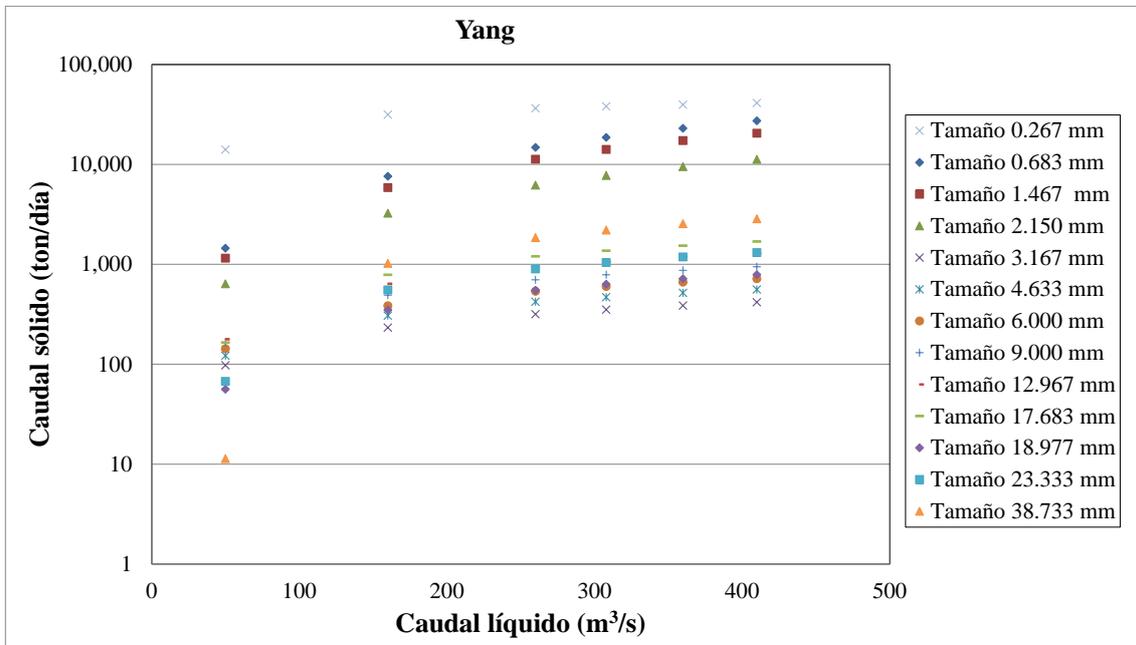


Figura 5.66. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Alujón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Yang.

Para el caso de Ackers-White, válida para tamaños entre 0.04 y 7.0 mm, se acentúa notablemente lo que sucede con Yang. El tamaño más fino representa el mayor caudal sólido y con 4 órdenes de magnitud superior (Figura 5.67). Para los demás tamaños se tiene un caudal sólido que varía entre 100 y 10000 ton/día. Si despreciamos el tamaño más fino, se obtiene un transporte muy superior al calculado con la fórmula de Meller-Peter&Müller.

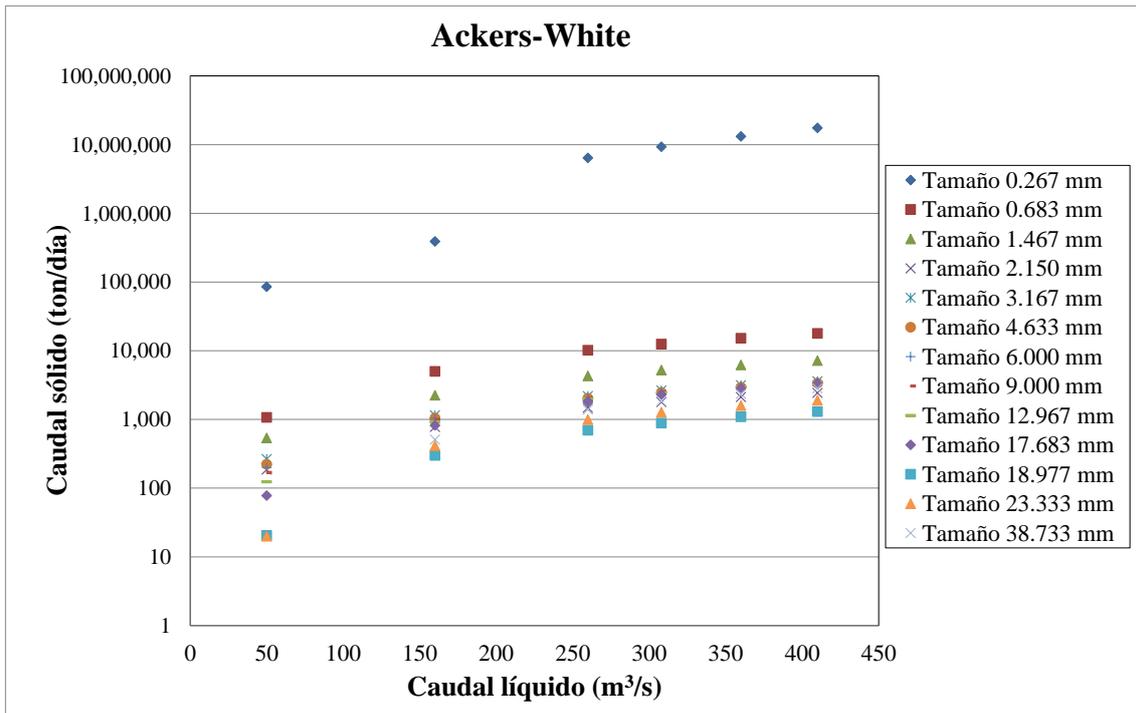


Figura 5.67. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Ackers-White.

En el caso de Engelund-Hansen (Figura 5.68) se aprecia una capacidad de transporte que varía entre las 200 ton/día para caudales pequeños y las 100000 ton/día para los caudales mayores. Esta capacidad de transporte es menor que en el caso de Meller-Peter&Müller y de Yang (incluyendo el tamaño fino), pero inferior al caso de Ackers-White (considerando el tamaño más fino).

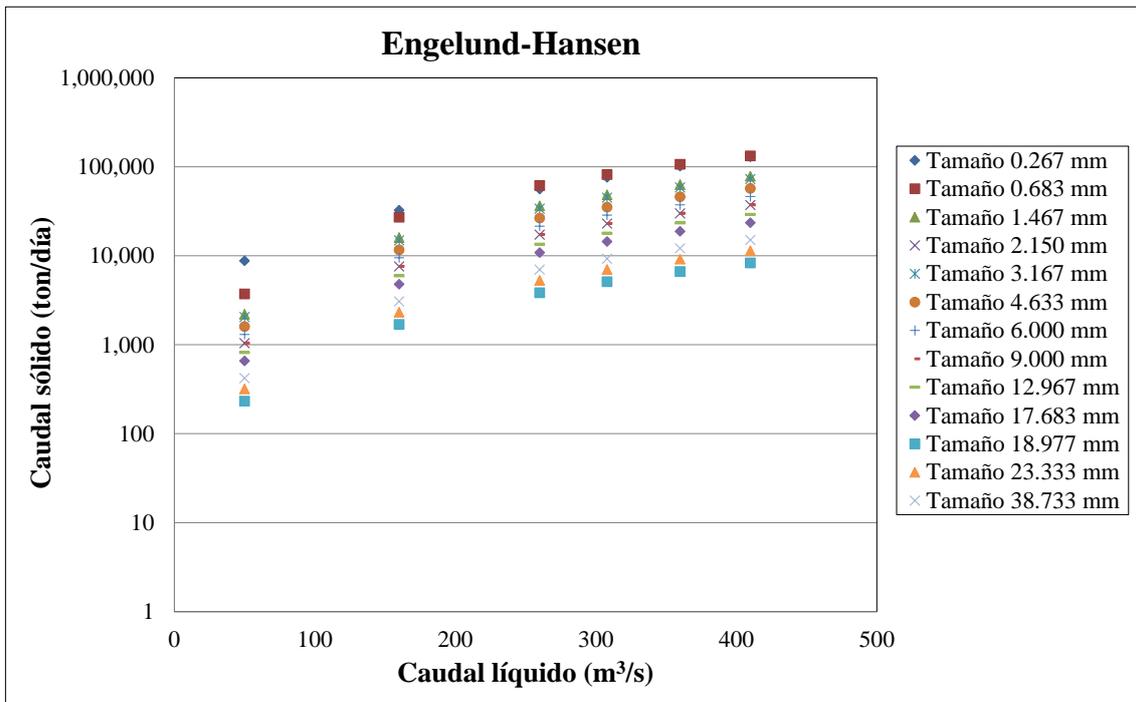


Figura 5.68. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albujón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Engelund-Hansen.

Para el caso de Laursen (Figura 5.69) en general se obtiene una capacidad de transporte que varía entre las 200 y 100000 ton/día, similar a los valores de Engelund-Hansen. Sin embargo, el tamaño más fino dispara el caudal sólido, al igual que ocurría en la fórmula de Ackers-White.

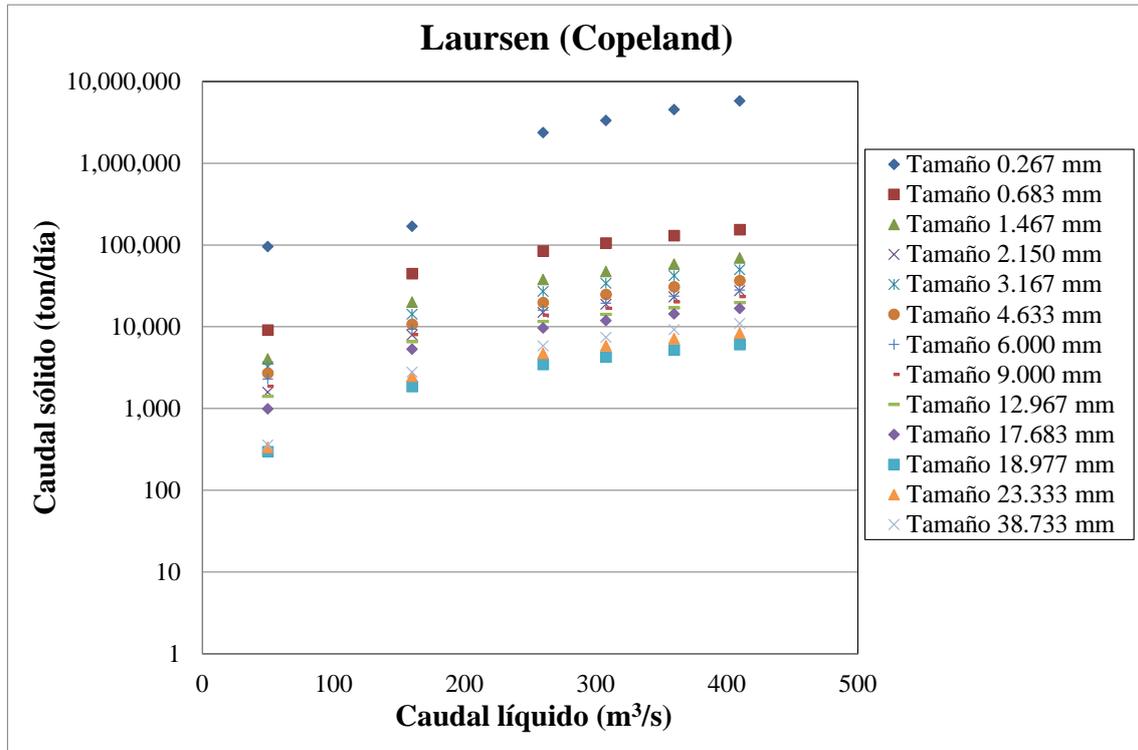


Figura 5.69. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Laursen.

En el caso de Wilcock (Figura 5.70), se observa una concentración del caudal sólido que varía entre las 2 y 100 ton/día. Se puede ver además que la capacidad de transporte debida a los diferentes tamaños de partículas existentes es muy similar. Respecto a las anteriores fórmulas el caudal sólido es mucho menor. Los valores máximos están en torno a 100 ton/día, mientras que las demás formulaciones poseen caudales sólidos superiores a 100 ton/día en la mayoría de los casos.

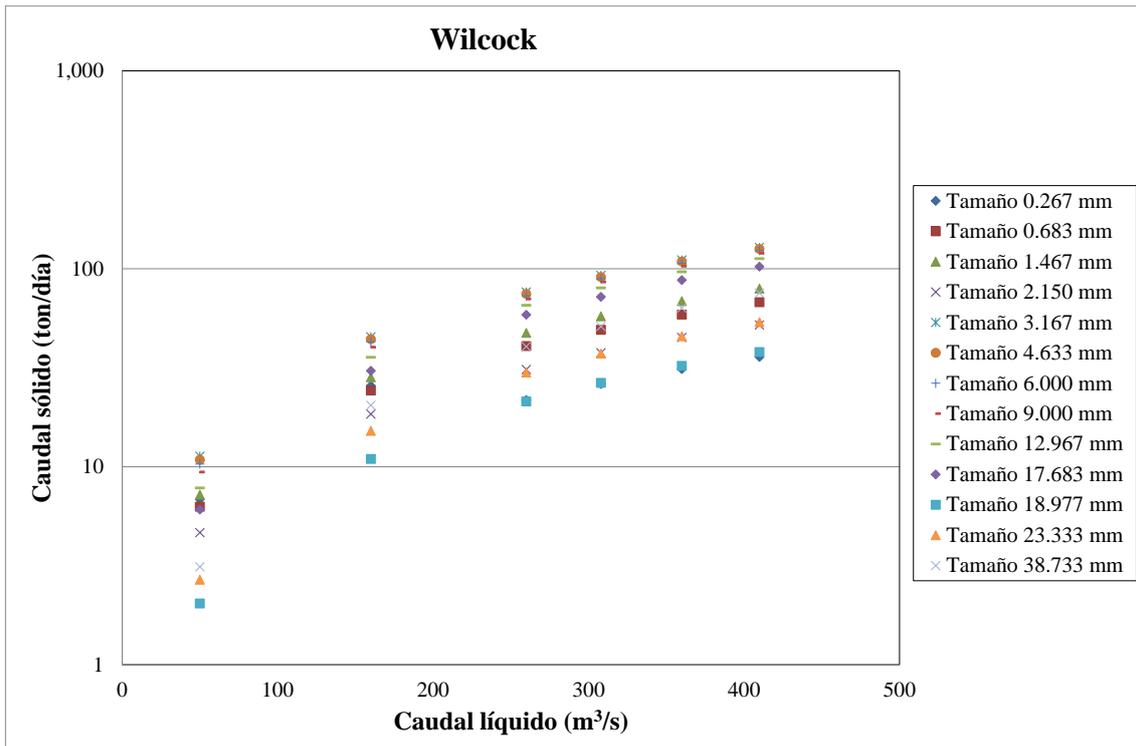


Figura 5.70. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Wilcock.

En el caso de Toffaleti (Figura 5.71) se observa una gran diversidad de valores para cada caudal, destacando una zona superior más dispersa en donde se ubican los tamaños más finos y una zona inferior donde se puede apreciar una cierta concentración entre 8 y 80 ton/día (similar a Wilcock) y en donde se ubican los materiales más gruesos.

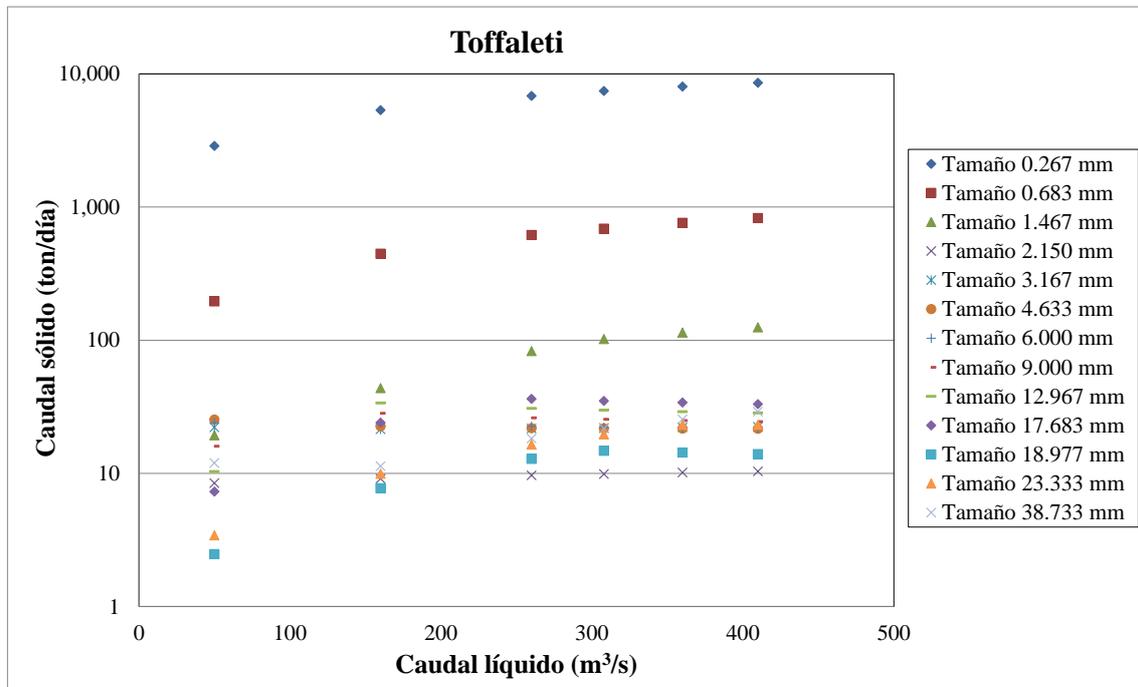


Figura 5.71. Caudal sólido en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con la formulación de Toffaleti.

En todas estas gráficas se observa, que los tamaños finos son aquellos que se encuentra en la parte superior del gráfico, con alto caudal sólido y por tanto con un mayor transporte, mientras que los tamaños más grandes se encuentran en la parte inferior del gráfico, con valores de caudal sólido más bajos y por tanto menor transporte. Con lo que el transporte de finos tiene mucha más importancia que el de gruesos.

La Figura 5.72 compara la capacidad de transporte de todas las formulaciones vistas considerando la curva granulométrica completa. Se incluye además el valor medio y el valor medio + 1 desviación estándar. El proceso de media + desviación se ha repetido dos veces, quedándonos con las fórmulas que caen en la banda media +/- 1 desviación.

Se observa una gran disparidad en los resultados de las fórmulas, con capacidades de transporte de hasta 4 órdenes de magnitud de diferencia. Se observa como Ackers-White es la que posee un mayor transporte de sólidos, seguida de Laursen y Engelund-Hansen, mientras que la que posee un menor transporte es Wilcock, seguida de Toffaleti. En una posición central se encuentran las fórmulas de Meyer-Peter&Müller y de Yang.

En la Figura 5.72 se ha representado como se ha mencionado anteriormente el valor medio, la desviación estándar y sus respectivas líneas de tendencia. Se observa que la línea media está muy cerca de la formulación de Yang y ligeramente por encima de la de Meller-Peter&Müller.

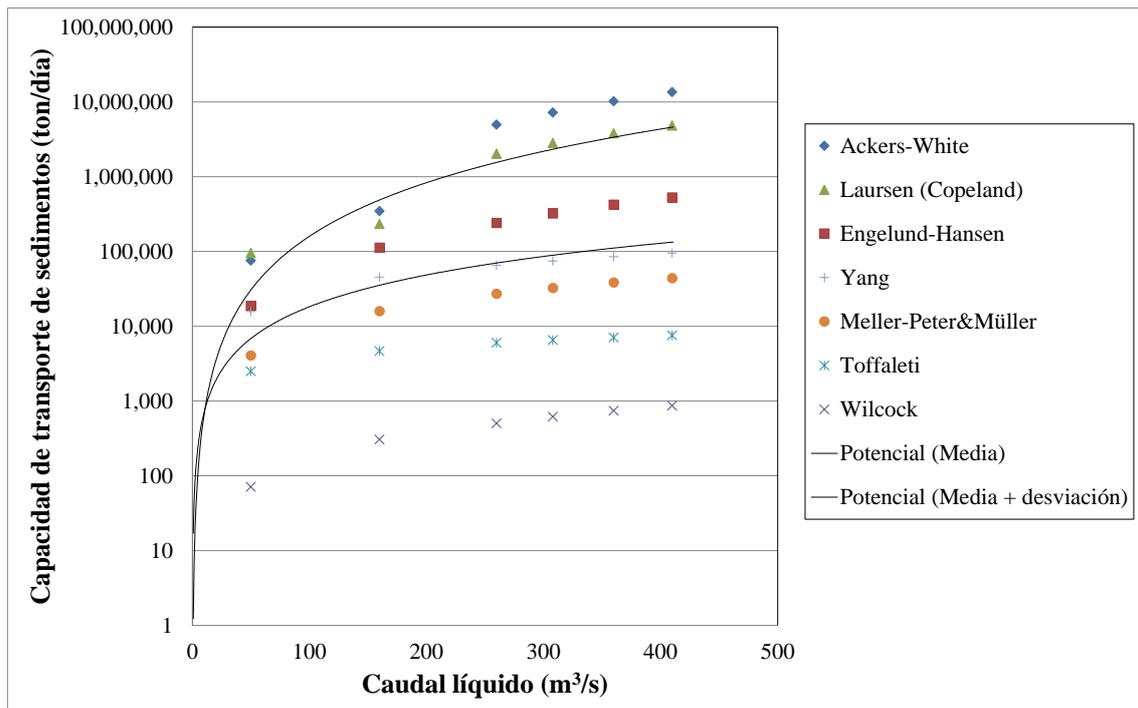


Figura 5.72. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con todas las formulaciones presentes en el programa.

A continuación, en la Figura 5.73 se representa el valor medio y la desviación estándar de las formulaciones que se encuentran posicionadas dentro de la banda media + 1 desviación estándar.

En esta segunda gráfica, el valor medio se encuentra entre las formulaciones de Yang y Meller-Peter&Müller.

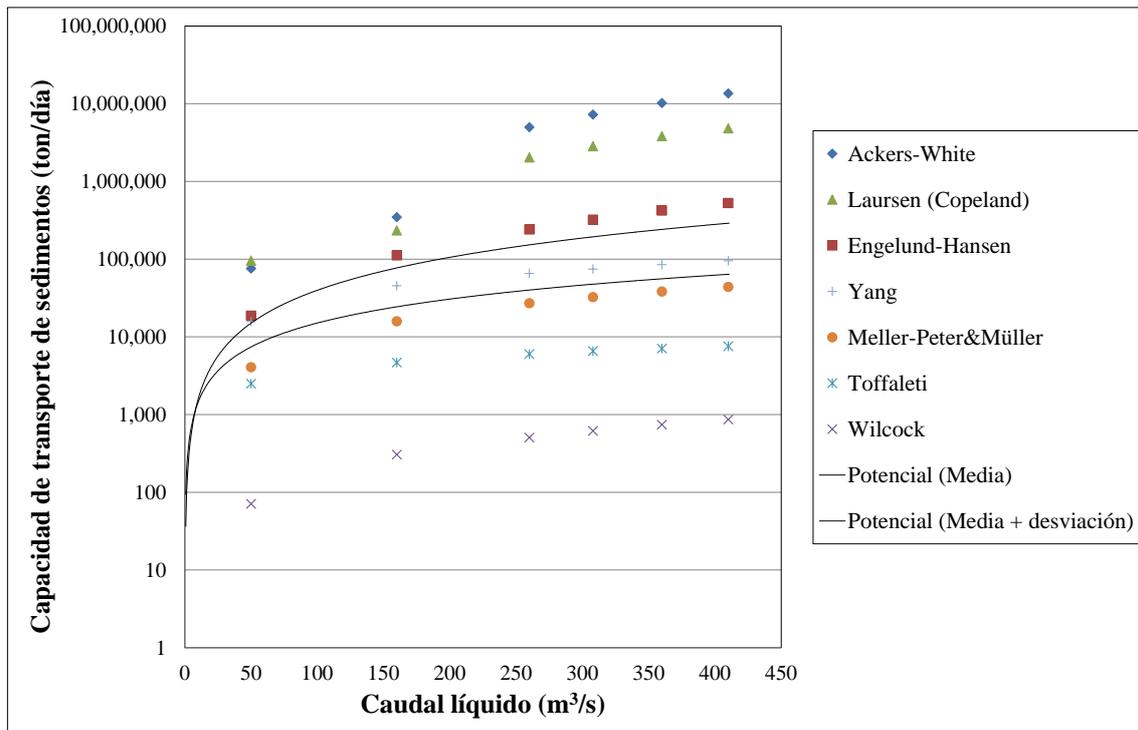


Figura 5.73. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo con todas las formulaciones presentes en el programa.

A falta de datos de campo de transporte de sedimentos, las formulaciones de Meyer-Peter&Müller y de Yang obtienen valores medios al resto.

A continuación aparecen dos tablas, una calculada con la fórmula de Meller-Peter&Müller y otra con la de Yang, en donde se observan los resultados obtenidos con las fórmulas empíricas y con el programa HEC-RAS. Las formulaciones empíricas se han calculado considerando el valor D_{50} de la curva granulométrica. Por su parte, las simulaciones numéricas con HEC-RAS se han calculado con las mismas ecuaciones de transporte considerando, por un lado, el valor D_{50} y, por otro, la curva granulométrica completa existente en la zona de estudio.

Meyer-Peter&Müller

Caudal (m ³ /s)	Velocidad* (m/s)	Velocidad (m/s) [HEC- RAS]	Calado* (m)	Calado (m) [HEC-RAS]	Capacidad de transporte* (ton/día)	Capacidad de transporte (ton/día) [HEC- RAS, D_{50}]	Concentración (ton/día) [HEC-RAS, D_{50}]	Capacidad de transporte (ton/día) [HEC-RAS, granulometría completa]	Concentración (ton/día) [HEC- RAS, granulometría completa]
50	1.63	1.63	0.745	0.746	949	2576	541	4051	851
160	2.56	2.56	1.517	1.517	8817	11586	760	15857	1041
260	3.08	3.08	2.048	2.047	16590	19777	799	27033	1092
308	3.29	3.29	2.275	2.274	20337	23673	807	32418	1105
360	3.48	3.49	2.507	2.505	24384	27905	814	38273	1116
410	3.66	3.66	2.719	2.716	28255	31872	816	43758	1121

* Calculado con fórmulas empíricas en una hoja de cálculo.

Tabla 5.8. Comprobación de los resultados obtenidos con las fórmulas empíricas y con el programa HEC-RAS para la formulación de Meyer-Peter&Müller (1948).

Yang

Caudal (m ³ /s)	Velocidad* (m/s)	Velocidad (m/s) [HEC- RAS]	Calado* (m)	Calado (m) [HEC-RAS]	Capacidad de transporte* (ton/día)	Capacidad de transporte (ton/día) [HEC- RAS, D_{50}]	Concentración (ton/día) [HEC-RAS, D_{50}]	Capacidad de transporte (ton/día) [HEC-RAS, granulometría completa]	Concentración (ton/día) [HEC- RAS, granulometría completa]
50	1.63	1.63	0.745	0.746	1228	1199	252	4759	999
160	2.56	2.56	1.517	1.517	3141	3178	209	23945	1571
260	3.08	3.08	2.048	2.047	4241	4415	178	44622	1802
308	3.29	3.29	2.275	2.274	4669	4921	168	55300	1885
360	3.48	3.49	2.507	2.505	5085	5432	158	67418	1966
410	3.66	3.66	2.719	2.716	5447	5877	151	79297	2031

* Calculado con fórmulas empíricas en una hoja de cálculo.

Tabla 5.9. Comprobación de los resultados obtenidos con las fórmulas empíricas y con el programa HEC-RAS para la formulación de Yang (1984).

En las siguientes figuras se representa la capacidad de transporte recogida en las tablas anteriores.

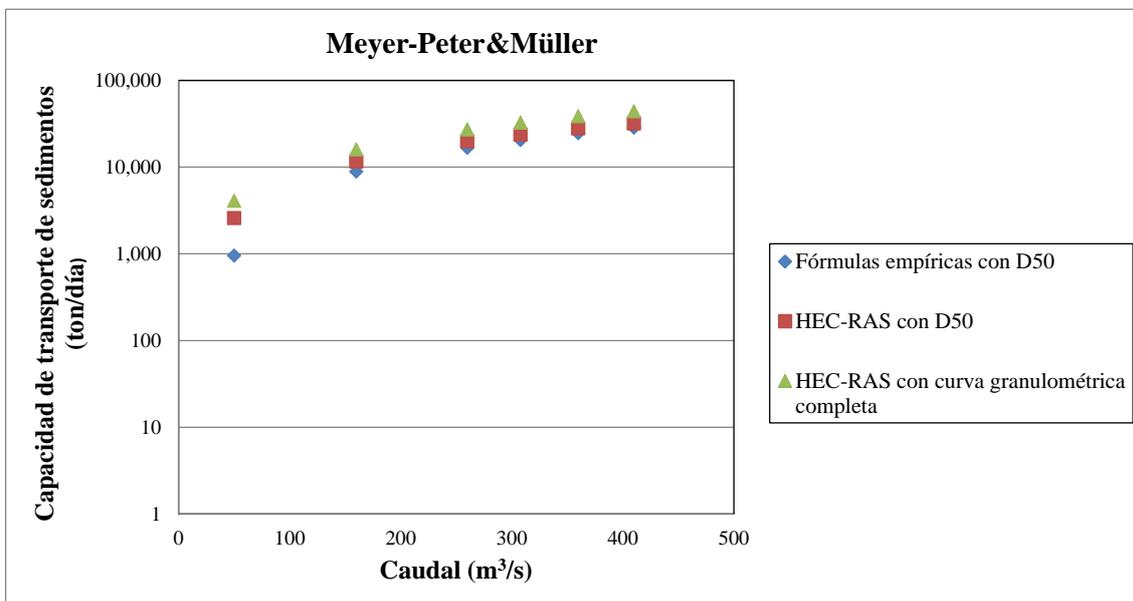


Figura 5.74. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Meyer-Peter&Müller.

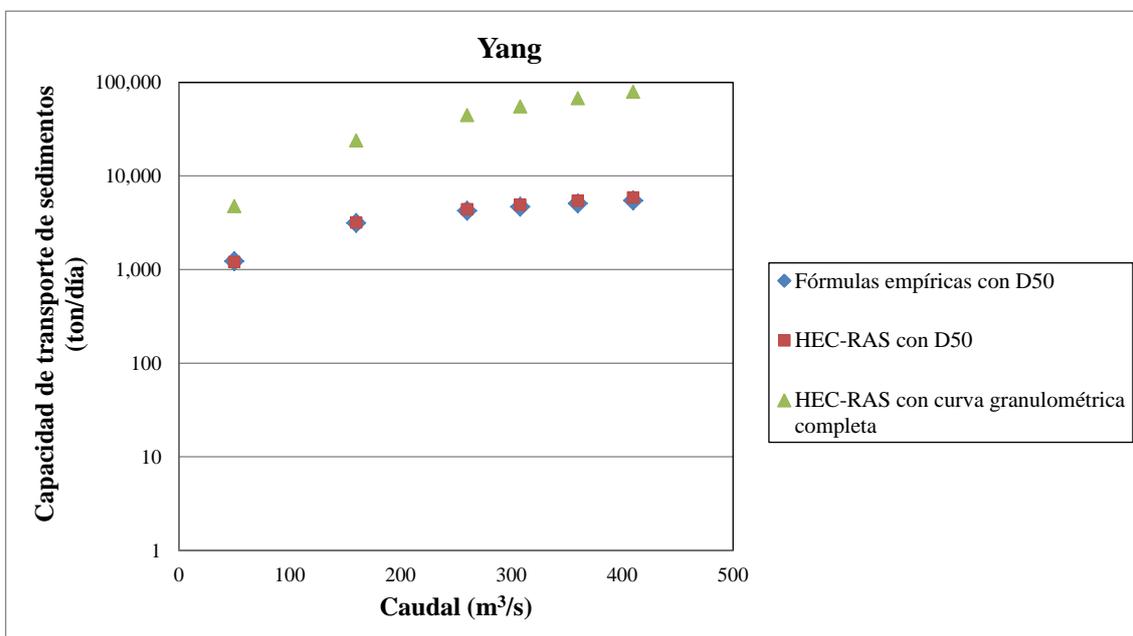


Figura 5.75. Capacidad de transporte de sedimentos frente a caudal líquido para la sección tipo de la Rambla del Albuñón a su paso por Fuente Álamo obtenida con la formulación de Yang.

Para la formulación de Meller-Peter&Müller los resultados obtenidos para los distintos caudales se aproximan bastante. Por tanto, el valor D_{50} es un buen representativo del transporte de sedimentos de la curva granulométrica completa.

Para la formulación de Yang, las diferencias entre la capacidad de transporte obtenida con la hoja de cálculo y con HEC-RAS para D_{50} son reducidas en todos los casos, tendiendo a aumentar conforme se aumenta el caudal. Sin embargo, el error relativo con la curva granulométrica completa es muy superior con capacidades de transporte de un orden de magnitud superior.

Dadas las diferencias obtenidas en HEC-RAS para la fórmula de Yang al utilizar la curva granulométrica completa, y a falta de datos de campo para conocer el transporte de sedimentos real, el análisis del transporte de sedimentos en los 31.5 kilómetros en cauce de la Cuenca del Albuñón se ha realizado con la formulación de Meller-Peter&Müller, y empleando la curva granulométrica completa

5.2.4.4. Análisis del transporte de sedimentos en la Rambla del Albuñón:

A partir del hidrograma unitario de la Cuenca del Albuñón obtenido por Marín (2008-2010), se han construido los distintos hidrogramas de avenida teniendo en cuenta los caudales obtenidos en la caracterización hidráulica del puente de San Francisco. Estos hidrogramas (Figura 5.76) se utilizan como datos de entrada en el estudio del transporte de sedimentos en los 31.5 km analizados a lo largo del cauce principal. Los caudales se han introducido en escalones de 10 minutos de duración.

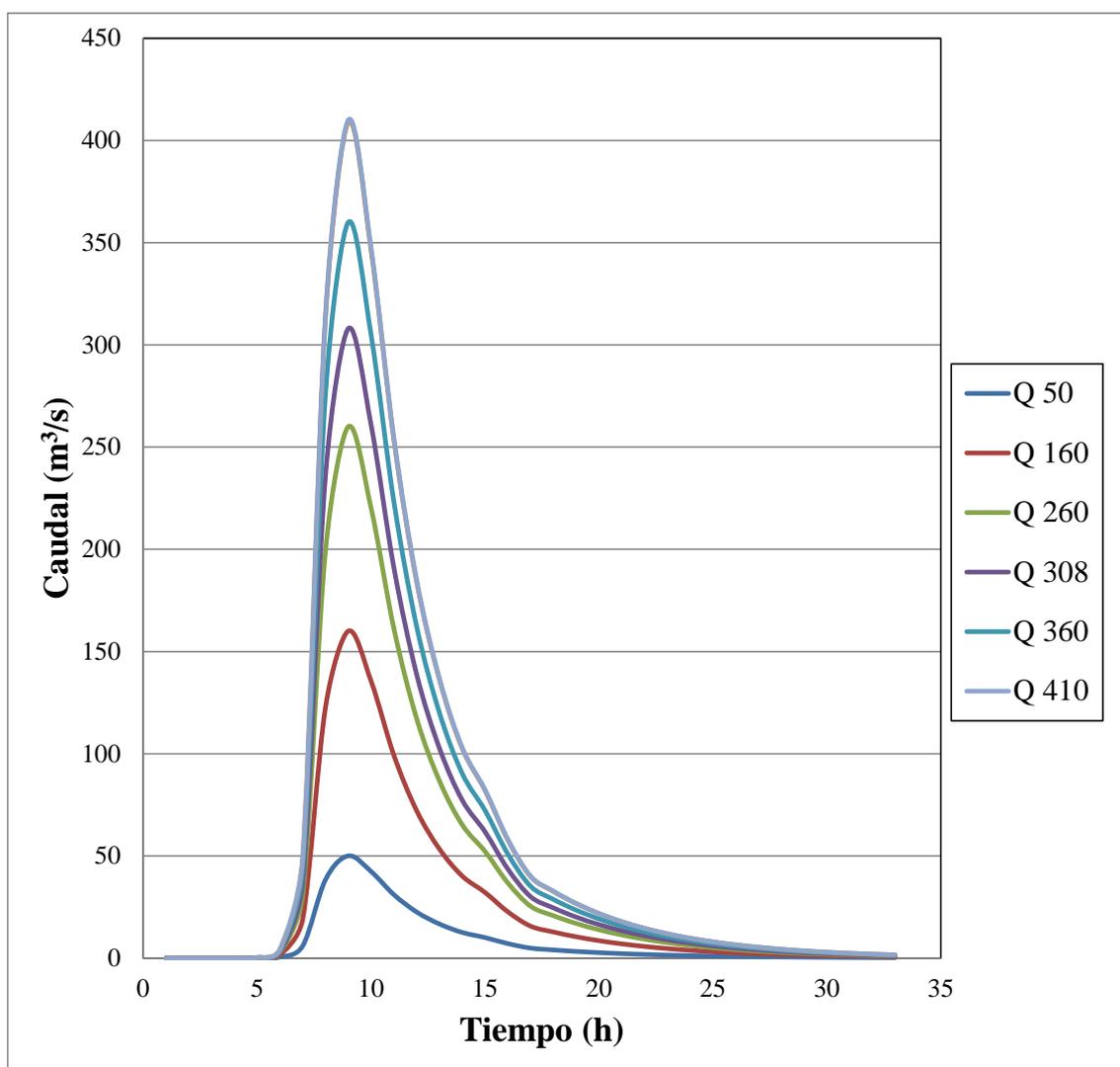


Figura 5.76. Hidrogramas para el cálculo del análisis de transporte de sedimentos a lo largo de la Rambla del Albuñón.

Como ya se ha comentado, la zona de estudio se ha dividido en dos partes. Comenzaremos analizando la primera zona o parte alta. Los resultados de la misma sirven como datos de entrada de la segunda zona o parte baja. Considerando los resultados obtenidos en el apartado anterior, el estudio se realizará con la formulación de Meller-Peter&Müller, utilizando la curva granulométrica completa.

En las siguientes figuras analizan los resultados de la zona de la desembocadura.

La concentración y la capacidad de transporte de sedimentos se obtendrán para el caudal pico del hidrograma, mientras que el transporte de sedimentos total por evento se obtendrá para el final del evento o hidrograma considerado.

En la Figura 5.77 se observa la capacidad de transporte máxima que pasa por la sección de la desembocadura. Dicha capacidad de transporte varía entre las 2000 y las 20000 ton/día, aumentando con el caudal líquido.

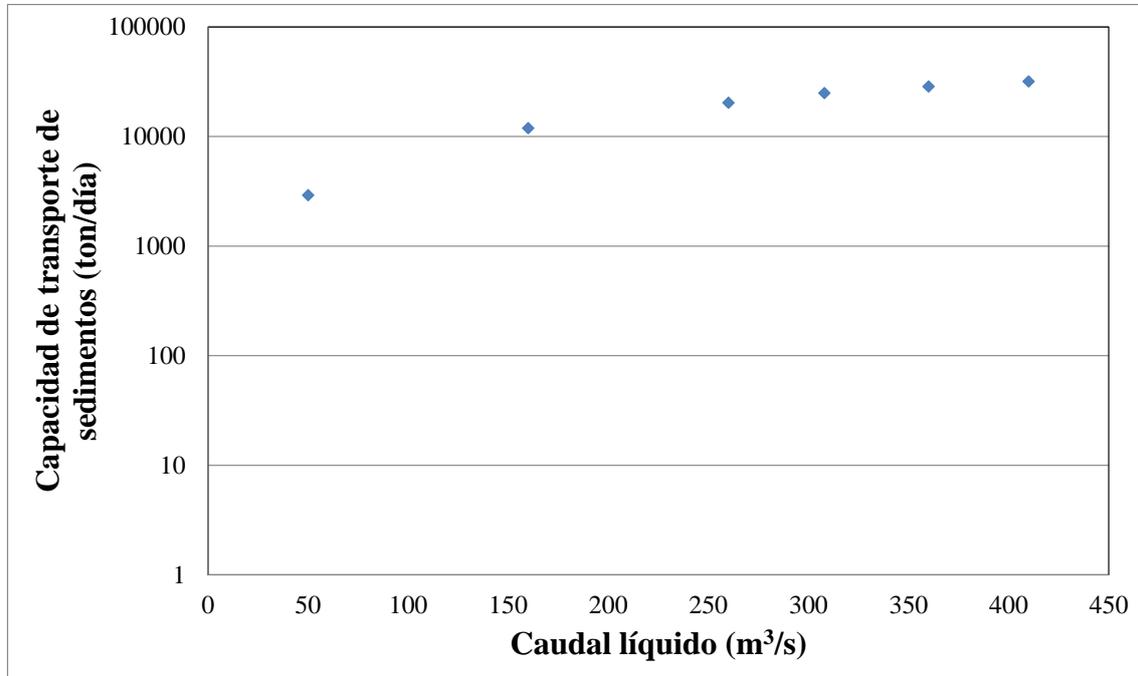


Figura 5.77. Capacidad de transporte de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

En la Figura 5.78 se puede ver la concentración de sedimentos en mg/l a su paso por la sección de la desembocadura para el caudal pico. La concentración varía entre 600 y 870 mg/l. Al igual que en el caso anterior, a mayor caudal líquido, mayor es la concentración asociada. Se puede ver como a partir del caudal 260 m³/s la concentración tiende a un valor constante en torno a unos 870 mg/l.

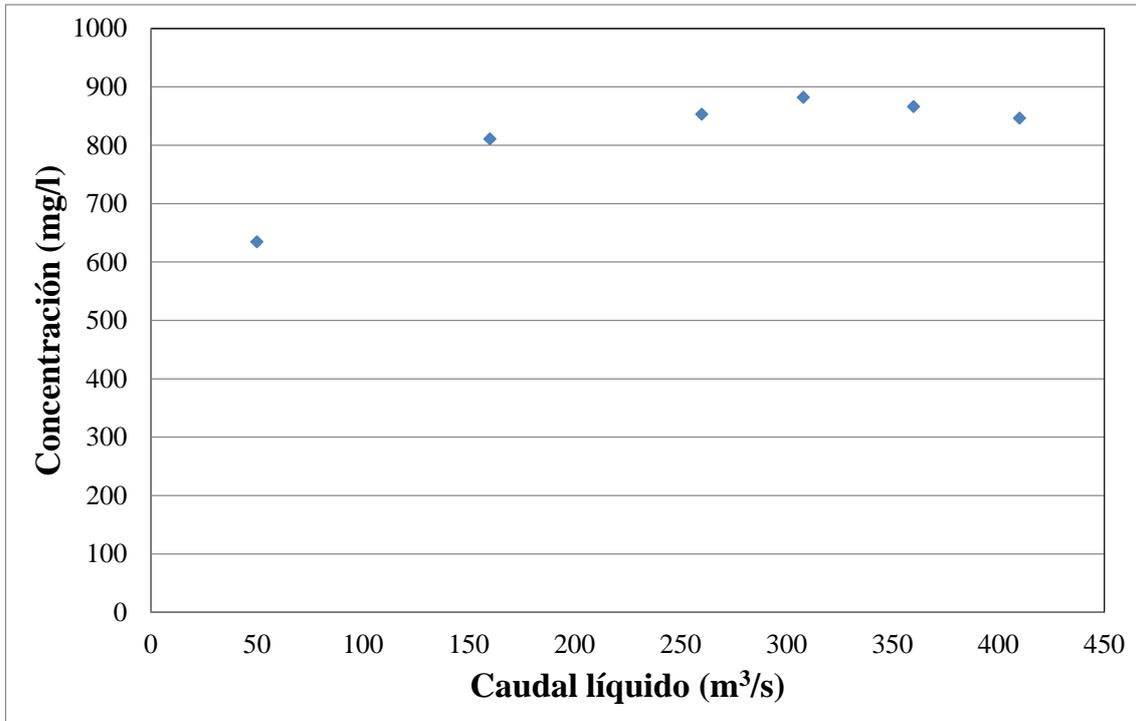


Figura 5.78. Concentración de sedimentos en función del caudal líquido pico en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

En Figura 5.79 se observan los sedimentos totales que pasan por la sección de la desembocadura en función del caudal pico del hidrograma correspondiente. Aquí se puede observar ese aumento de caudal asociado al aumento de sedimentos, como se veía anteriormente. Para caudales altos, el sedimento tiende a 3500 ton.

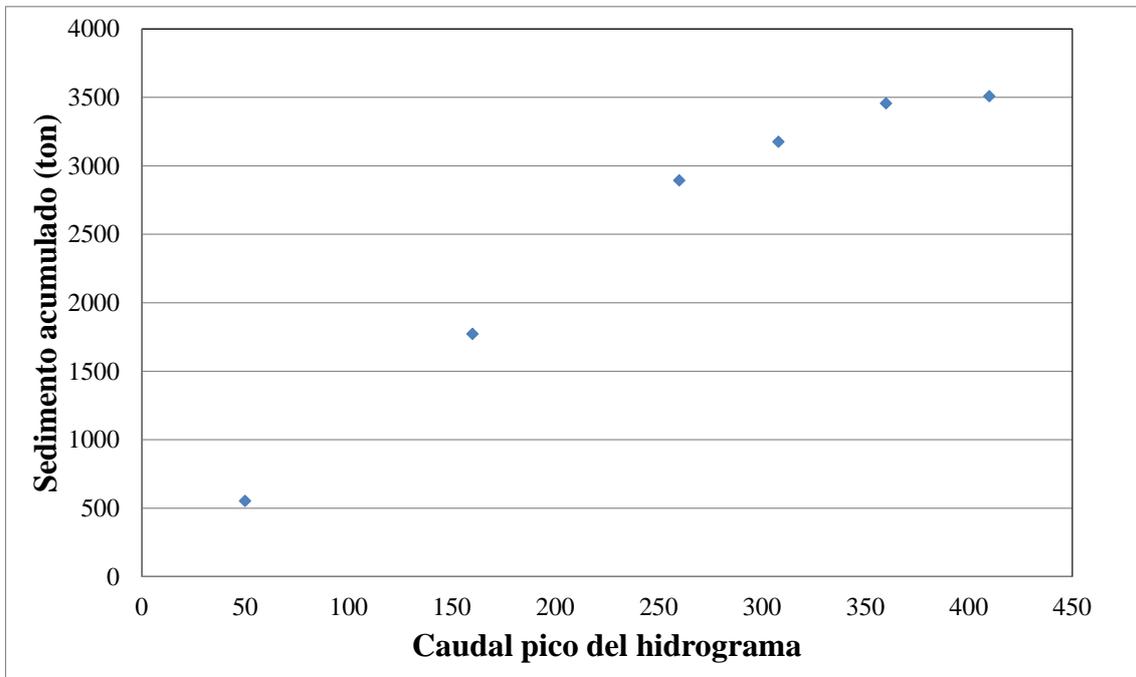


Figura 5.79. Sedimento acumulado al final del evento en función del caudal pico del hidrograma correspondiente en la desembocadura de la Rambla del Albuñón obtenida con la formulación de Meller-Peter&Müller.

6. CONCLUSIONES

6.1. Sistemas de Información Geográfica:

- Se debe partir de unos datos del terreno y de usos del suelo lo más actualizados posibles. Las ortofotos ayudan a identificar zonas singulares en el terreno. Las formas y dimensiones de los puentes y zonas de paso se deben comprobar sobre el terreno mediante una visita a campo.
- El tramo de estudio tiene unos 31.5 km de longitud. Para este estudio se han obtenido 444 secciones transversales con la herramienta Hec-GeoRas de ArcGIS. Las secciones transversales requieren un trabajo de comprobación y validación para lograr unos resultados adecuados en las simulaciones posteriores.

En la medida de lo posible, se debe tener precaución con las carreteras y puntos singulares existentes. En todo caso, se debe ser consecuente en el análisis de resultados. De igual forma, el cruce de una de las numerosas balsas de riego existentes podría no obtener una geometría errónea no representativa al entender que la balsa de riego es un tramo canalizado.

- Las secciones transversales y los perfiles de los puentes tienen que cortar lo más perpendicularmente posible al cauce principal. Además las secciones transversales no pueden cortarse entre ellas.
- Las áreas de flujo inefectivo son utilizadas para identificar aquellas zonas que aun existiendo agua, la velocidad del flujo es cero. Este es el caso de las inmediaciones de estrechamientos y puentes. Su identificación es fundamental para que la simulación unidimensional sea lo más aproximada a la realidad.

6.2. Capacidad hidráulica:

- Las áreas de flujo inefectivo importadas desde HEC-GeoRAS se deben corregir para que sólo exista una zona en cada margen, aguas arriba y aguas abajo del puente, y su elevación sea la adecuada.
- Para introducir el caudal sólo se necesita las condiciones de contorno aguas abajo, ya que en todas las situaciones estamos en régimen subcrítico. Puesto que no se observan cambios bruscos en las inmediaciones de la zona de estudio, se ha elegido como condición de contorno el calado normal. Como la pendiente de

energía es a priori desconocida, se ha considerado la pendiente media del fondo del canal en el tramo analizado.

- En función de los resultados obtenidos de la capacidad hidráulica de los puentes analizados, y considerando la curva de gasto generada, se puede predecir el caudal que circula por un puente para un evento en concreto.
- A partir de fotografías históricas, se pueden utilizar los puentes existentes como estructuras de aforo. De este modo se puede realizar la calibración de los estudios hidrológicos detallados en función de la precipitación registrada en las estaciones pluviométricas existentes en la Cuenca del Albuñón para dichos eventos.
- En relación a la capacidad hidráulica, el puente de San Francisco y el puente de la carretera Madrid-Cartagena son los que permiten el paso de los menores caudales, es decir, poseen una menor capacidad hidráulica (en torno a unos 405 m³/s), mientras que el puente de la gasolinera Garcerán posee una capacidad máxima en torno a unos 710 m³/s. El puente de la carretera nacional N-332 situado cerca de la desembocadura posee la mayor capacidad hidráulica (833 m³/s), siendo el que drena una mayor área.

6.3. Validación de las formulaciones de transporte de sedimentos:

- Los caudales elegidos para la realización del transporte de sedimentos se obtienen de la simulación hidráulica del puente de San Francisco. Dicho puente es el de menor capacidad del tramo encauzado a su paso por el municipio de Fuente Álamo. Se escoge además porque existen archivos fotográficos del nivel del agua obtenidos en distintos eventos.
- Se ha realizado el análisis de distintas formulaciones de capacidad de transporte en una sección tipo encauzada. A mayor caudal líquido, viene asociado un mayor caudal sólido y por tanto un mayor transporte de sedimentos.
- Existe una gran disparidad en los resultados de las fórmulas, con capacidades de transporte de hasta 4 órdenes de magnitud de diferencia. Ackers-White es la fórmula que posee un mayor transporte de sólidos, seguida de Laursen y Engelund-Hansen. Por su parte, Wilcock es la expresión que posee un menor transporte, seguida de Toffaleti. En una posición central se encuentran Meyer-Peter&Müller y Yang.
- Tras analizar las formulaciones de Meyer-Peter&Müller y de Yang, la expresión de Meyer-Peter&Müller parece la más robusta frente a cambios del tamaño de grano. A falta de datos de campo para estimar el transporte real de sedimentos,

se utiliza la fórmula de Meyer-Peter&Müller para el análisis del transporte de sedimentos de toda la Rambla del Albuñón.

- Respecto a la relación entre caudal sólido y caudal líquido, en todas las formulaciones analizadas se observa que los tamaños finos son aquellos que se encuentra en la parte superior del gráfico, con alto caudal sólido y por tanto con un mayor transporte, mientras que los tamaños más grandes se encuentran en la parte inferior del gráfico, con valores de caudal sólido más bajos y por tanto menor transporte. De este modo, el transporte de finos tiene mucha más importancia que el de gruesos.
- En todo caso, se requiere la instalación de una trampa de sedimentos para validar las fórmulas de transporte de sedimentos con los datos de campo en la Cuenca del Albuñón.

6.4. Análisis de toda la cuenca:

- La capacidad de transporte máxima que pasa por la sección de la desembocadura varía entre las 2000 y las 20000 ton/día, aumentando con el caudal líquido.
- La concentración de sedimentos a su paso por la sección de la desembocadura para el caudal pico varía entre 600 y 870 mg/l. Al igual que en el caso anterior, a mayor caudal líquido, mayor es la concentración asociada. Se puede ver como a partir del caudal 260 m³/s la concentración tiende a un valor constante en torno a unos 870 mg/l.
- La cantidad de sedimentos totales que pasan por la sección de la desembocadura tras cada hidrograma considerado aumenta conforme nos acercamos a la desembocadura, con un máximo de 3500 toneladas para el mayor caudal en la zona de la desembocadura.

7. BIBLIOGRAFÍA

Carrera, J. L. (2013). *Implementación del modelo matemático HEC-RAS para estudio de procesos de flujo en el proyecto hidroeléctrico Minas San Francisco. Tesis, Universidad de Cuenca, Ecuador.*

Castillo, L. G. (2002). *Apuntes de Obras y Aprovechamientos Hidráulicos, Universidad Politécnica de Cartagena.*

Castillo, L. G., Marín, M. D. (2010). *Evaluación de transporte de sedimento en regiones semiáridas. Jornadas de la Red de Laboratorios de Hidráulica de España, Valencia 2010.*

Castillo, L. G., Marín, M. D. (2011). *Caracterización hidrológica e hidráulica y evaluación de transporte de sedimento en regiones semiáridas. Jornadas sobre Modelización Hidrológicas en Zonas Semiáridas, Murcia.*

Castillo, L. G., Marín, M. D. (2011). *Análisis hidrológico e hidráulico y de transporte de sedimento en cauces efímeros. IV Jornada de Introducción a la Investigación de la UPCT, Cartagena.*

Castillo, L. G., Martín, J. P., Marín, M. D. (2009). *Coefficientes de resistencia, transporte de sedimentos y caudal dominante en regiones semiáridas. I Jornadas de Ingeniería del Aguas, Madrid.*

Castillo, L. G., Santos, F., Ojeda, J., Calderón, P., Medina, J. M. (2000). *Importancia del muestreo y limitaciones de las formulaciones existentes en el cálculo del transporte de sedimentos. XIX IAHR, Córdoba, Argentina.*

Chanson, H. (2004). *Environmental Hydraulics of Open Channel flows. ELSEVIER.*

Chow, V. T. (2010). *Open Channel Hydraulics. DIANA.*

García, J. T. (2014). *Ingeniería fluvial. Tema 2: Resistencia al flujo y formas de fondo; Tema 5: Formulaciones de capacidad de transporte de sedimentos. Universidad Politécnica de Cartagena.*

García, R. (2012). *Análisis y evaluación de transporte de sedimentos en cuencas mediterráneas, aplicación a la Rambla del Albuñón (Cartagena). Proyecto fin de carrera, Universidad Politécnica de Cartagena.*

Instrucción de carreteras 5.2 IC (1990). Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (MOPU).

Marco, F., Castillo, L. G., Marín, M. D. (2015). *Estimación numérica de la capacidad hidráulica de puentes como elementos de control en la Rambla del Albuñón*. VIII Jornadas de Jóvenes Investigadores, UPCT.

Marín, M. D. (2008-2010). *Suficiencia investigadora, Programa de doctorado: minería, medio ambiente y desarrollo sostenible*, Universidad Politécnica de Cartagena.

Martínez, E., Batanero, P., Martínez, I., Martínez, E., González, E. (2001). *Diseño de pequeñas presas, Bureau of Reclamation, Traducción de la 3ª edición actualizada, BELLISCO*.

Proyecto CORINE Land Cover 2006 (CLC2006). Dirección General del Instituto Geográfico Nacional junto con el Centro Nacional de Información Geográfica.

Proyecto Natmur-08 (2009). Dirección General de Patrimonio Natural y Biodiversidad, Consejería de Agricultura y Agua de la Región de Murcia.

Posada, L. (1994) "Transporte de Sedimentos". *Postgrado en Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos*. Universidad Nacional de Colombia. Medellín.

Raudkivi, A. J. (1998). *Loose Boundary Hydraulics*. Taylor & Francis. Recuperado de <http://books.google.com/books?id=mZOXpLX1qkkC&pgis=1>

Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil.

Salvador, A. J. (2010). *Estudio hidráulico de cuencas mediterráneas mediante Sistemas de Información Geográfica y modelos de flujo unidimensional, aplicación a la Rambla del Albuñón*. Proyecto fin de carrera, Universidad Politécnica de Cartagena.

US Army Corps of Engineers (2010), *HEC-GeoRAS GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS User's Manual*.

US Army Corps of Engineers (2010), *HEC-RAS River Analysis, Hydraulic Reference Manual, Version 4.1*.

US Army Corps of Engineers (2010), *HEC-RAS River Analysis, User's Manual, Version 4.1*.

Referencias electrónicas:

Cartomur. (s.f.). Ortofotos. Recuperado el 28 de Abril de 2015, de <http://cartomur.imida.es/visorcartoteca>.

Ecología del Paisaje y Modelación de Ecosistemas. (s.f.). Elementos de un SIG. Recuperado el 4 de Mayo de 2015, de <http://www.ciencias.unal.edu.co/unciencias/web>.

Fototeca digital, Instituto Geográfico Nacional. (s.f.) Imagen correspondiente al vuelo de 1930 de Ruiz de Alda. Recuperado el 28 de Abril de 2015, de <http://fototeca.cnig.es/>.

Plano de carreteras de la Región de Murcia, (2014). Localización de la Rambla del Albuñón. Recuperado el 4 de Mayo de 2015, de <http://www.carm.es/web>.

Sadim Ingeniería. (s.f.). Aplicaciones de los SIG. Recuperado el 4 de Mayo de 2015, de <http://www.sadim.es/metaspaces/portal/47629/49623>.

Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables. (s.f.). Recuperado el 15 de Enero de 2015, de <http://www.magrama.gob.es/es/agua/temas/gestion-de-los-riesgos-de-inundacion/snczi>.

Telecentro Regional en Tecnologías Geoespaciales, Fundamentos de Sistemas de Información Geográfica. (s.f.). Mapas ráster y vectoriales superpuestos con SIG. Recuperado el 4 de Mayo de 2015, de <http://geoservice.igac.gov.co>.