

Trabajo de fin de grado  
Grado en Ingeniería Civil

Estudio hidrológico e hidráulico del río Viar en el  
entorno de Cantillana

Autor: Alberto Pérez Rodríguez

Tutor: Antonio Ruiz Reina

Dpto. Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2020





Trabajo de fin de grado  
Grado en Ingeniería Civil

# **Estudio hidrológico e hidráulico del río Viar en el entorno de Cantillana**

Autor:  
Alberto Pérez Rodríguez

Tutor:  
Antonio Ruiz Reina  
Profesor asociado

Dpto. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla  
Sevilla, 2020



Trabajo de fin de grado: Estudio hidrológico e hidráulico del río Viar en el entorno de Cantillana

Autor: Alberto Pérez Rodríguez

Tutor: Antonio Ruiz Reina

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2020

El Secretario del Tribunal



*A mis padres, Manolo y Ana*

*A mi hermano, Manolo*

*A mis amigos y compañeros, Pablo y Blanca*

*A mi tutor y profesor, Antonio*





# AGRADECIMIENTOS

---

Son muchas las personas a las que quiero agradecer las oportunidades y el apoyo que me han llevado a donde estoy hoy. En primer lugar, quiero agradecerle a Antonio Ruiz la oportunidad que me ha brindado, al poder realizar este trabajo de fin de grado con él. Le agradezco su apoyo, su confianza y su paciencia. A mis padres y a mi hermano, así como a toda mi familia, les quiero agradecer todo el apoyo que me han aportado a lo largo de estos años. Ha sido un camino largo, y siempre han estado ahí como una piedra angular en mi vida y como un recordatorio de lo importante que es el amor de una familia. Y, por último, pero no menos importante, quiero agradecer a mis amigos, y muy en especial, a Blanca y a Pablo todo lo que han hecho por mí a lo largo de estos años. Se dice que los amigos son la familia que se elige. Yo tengo la suerte de poder decir que tengo una hermosa y maravillosa familia.

*Alberto Pérez Rodríguez*

*Sevilla, 2020*



# RESUMEN

---

Son múltiples las herramientas de las que dispone un ingeniero a la hora de realizar el modelado hidráulico de una zona inundable y sus efectos. Programas desarrollados por equipos profesionales, como HEC-RAS, Delft-3D, Iber, etc. permiten al usuario experimentado, establecer, con cierta precisión, los efectos de crecidas del nivel del agua, en el cauce de un río y en las zonas adyacentes a él, debido a procesos naturales y artificiales, así como, establecer efectos que puedan tener la presencia de sedimentos, estructuras y otros elementos en estos procesos.

Ante la amplia variedad de opciones, a fin de establecer algunos criterios ante el planteamiento de estas cuestiones, este documento desarrolla el modelado de la zona correspondiente al río Viar a su paso por el municipio de Cantillana con varios softwares (Delft-3D, HEC-RAS 2D y HEC-RAS 1D). Para ello, se realizará un estudio hidrológico de la zona correspondiente a la cuenca del río Viar, mediante diferentes métodos, estableciendo la situación más desfavorable, y posteriormente se realizarán los modelos propuestos en los programas anteriormente mencionados, estableciendo variantes dentro de la modelización de los mismos, con el objeto de establecer la influencia de las distintas formas de modelado dentro de los cálculos numéricos realizados por estos.

Así mismo, se establecerá una comparativa entre los distintos modelos propuestos, con el fin de esclarecer la idoneidad de cada uno para una misma casuística propuesta, así como, establecer el tratamiento que cada uno da a las distintas características del terreno, aplicación de las modelos de cálculo, eficiencia computacional, tratamiento de los datos de entrada, etc.

El objetivo final de este Trabajo de Fin de Grado consiste en, realizar un análisis de los resultados obtenidos de los modelos realizados y a través de su comparativa, establecer y disponer de unas pautas que establezcan, la relevancia de las distintas modelizaciones y parámetros escogidos, para el modelaje de la zona de estudio dentro del trabajo realizado y el grado de influencia de estos sobre los modelos numéricos estudiados.



# ABSTRACT

---

There are multiple tools available to an engineer when performing hydraulic modeling of a flood zone and its effects. Programs developed by professional teams, such as HEC-RAS, Delft-3D, Iber, etc. allow the experienced user to establish, with certain precision, the effects of flooding of the water level, in the riverbed and in the adjacent areas to it, due to natural and artificial processes, as well as, to establish effects that can have the presence of sediments, structures and other elements in these processes.

In view of the wide variety of options, to establish some criteria to deal with these issues, this document develops the modeling of the area corresponding to the Viar river as it passes through the municipality of Cantillana with several software (Delft-3D, HEC-RAS 2D and HEC-RAS 1D). For this purpose, a hydrological study of the area corresponding to the Viar river basin will be carried out using different methods, establishing the most unfavorable situation, and subsequently the models proposed in the programs will be made, establishing variants within the modelling of these, with the aim of establishing the influence of the different forms of modelling within the numerical calculations made by these.

Likewise, a comparison between the different models proposed will be established, to clarify the suitability of each one for the same proposed case, as well as to establish the treatment that each one gives to the different characteristics of the terrain, application of the calculation models, computational efficiency, treatment of the input data, etc.

The final objective of this End of Degree Work is to analyze the results obtained from the models. Through its comparison, to establish and have some guidelines that establish the relevance of the different models and parameters chosen for the modeling of the study area within the work done and the degree of influence of these on the numerical models studied.

# ÍNDICE

---

Agradecimientos .....	vii
Resumen .....	ix
Abstract.....	xi
Índice.....	xiv
Índice de Figuras .....	xiv
Índice de tablas.....	xiv
1 Introducción.....	1
2 Objeto del estudio .....	3
2.1. Motivación .....	3
2.2. Justificación .....	4
3 Estado del arte .....	5
3.1. Situación.....	5
3.2. Datos de partida .....	6
3.2.1. Cartografía digital .....	6
3.2.2 Usos de suelo.....	8
3.2.3. Geología.....	9
3.2.4. Estaciones pluviométricas .....	10
3.3. Caracterización del río Viar .....	11
3.4. Caracterización del embalse .....	12
3.5. Caracterización de la cuenca.....	14
3.6. Caracterización del puente .....	15
4 Estudio hidrológico .....	17
4.1. Máximas lluvias diarias en la España Peninsular.....	19

4.2. Análisis estadístico.....	21
4.2.1. Distribución Normal.....	22
4.2.2. Distribución Gumbel.....	23
4.2.3. Distribución Log-Pearson Tipo III.....	23
4.2.4. Distribución SQRT-ET max.....	24
4.2.5. Test de Kolmogorov-Smirnov.....	25
4.2.5.1 Test de Kolmogórov-Smirnov: Almadén de la Plata .....	28
4.2.5.2 Test de Kolmogórov-Smirnov: Cazalla de la Sierra.....	29
4.2.5.3 Test de Kolmogórov-Smirnov: Villanueva del Río y Minas.....	30
4.2.5.4. Test de Kolmogórov-Smirnov: Alcalá del Río .....	31
4.2.6. Área de influencia .....	32
4.3. Cálculo de los hietogramas de proyecto.....	33
4.4. Cálculo de los hidrogramas de proyecto .....	37
4.5. HEC-HMS.....	42
4.6. Hidrogramas finales.....	44
5 Estudio hidrodinámico .....	47
5.1 Delft-3D.....	47
5.1.1. Realización del modelo en Delft-3D.....	48
5.2 HEC-RAS.....	51
5.2.1. HEC-RAS 2D .....	52
5.2.1.1. Realización del modelo 2D .....	53
5.2.2. HEC-RAS 1D.....	62
5.2.2.1. Realización del modelo 1D .....	63
6 Comparativa entre modelos .....	72
6.1. Modelo en Delft-3D.....	72
6.1.1. Resolución de la malla .....	72
6.1.2. Condiciones iniciales.....	73
6.1.3. Modelado de la estructura.....	74
6.1.4. Time-Step.....	74
6.2 Comparativa entre modelos de HEC-RAS .....	76
6.2.1. Consideraciones previas: estabilidad de la simulación .....	76
6.2.2. Comparación del modelo 2D: PILAS – CULVERT .....	78
6.2.2.1. MCO .....	79
6.2.2.2. Q100 .....	83
6.2.2.3. Q500 .....	88
6.2.3. Comparación del modelo 2D y 1D: PILAS-CULVERT.....	91
6.2.3.1. MCO .....	94
6.2.3.2 Q500 .....	98

---

6.2.4. Comparación del modelo 1D y 2D: Quasi-Unsteady Flow .....	101
6.2.4.1. Comparativa 2D-1D Sedimentos .....	104
6.2.4.2. Comparativa 1D-1D Sedimentos .....	112
6.2.5. Erosión en estribos y pilas .....	115
7 Conclusiones .....	117
8 Bibliografía.....	119
9 Anejos .....	121
9.1 Datos de la cuenca .....	122
9.2. Datos de precipitación .....	124
9.3. Distribuciones .....	125
9.3.1. Almadén de la Plata .....	125
9.3.2. Cazalla de la Sierra.....	126
9.3.3. Villanueva del Río y Minas.....	127
9.3.4. Alcalá del Río.....	128
9.4. Cálculo de los hietogramas .....	129
9.5. Precipitación efectiva .....	135



# ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1. Situación de la zona de estudio.	6
Figura 2. MDT05 del terreno.	7
Figura 3. MDS05 del terreno.	7
Figura 4. Modelo LIDAR del terreno.	8
Figura 5. Usos de suelo.	9
Figura 6. Geología.	10
Figura 7. Localización de las estaciones pluviométricas.	11
Figura 8. Río Viar.	12
Figura 9. Hidrograma del Embalse de Melonares para un periodo de retorno igual a MCO.	13
Figura 10. Hidrograma del Embalse de Melonares para un periodo de retorno igual a 100 años.	13
Figura 11. Hidrograma del Embalse de Melonares para un periodo de retorno igual a 500 años.	14
Figura 12. Cuenca del río Viar.	15
Figura 13. Puente sobre el río Viar.	16
Figura 14. Mapa de regiones según el CAUMAX.	17
Figura 15. Valores estimados de $C_v$ y $T_{MCO}$ según las regiones estadísticas consideradas.	18
Figura 16. Mapa de isolíneas de coeficientes de variación.	19
Figura 17. Mapa de isolíneas asociado al valor medio de la máxima precipitación diaria anual.	20
Figura 18. Valores de los cuantiles regionales.	20
Figura 19. Valores teóricos del parámetro D.	27
Figura 20. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Almadén de la Plata	28
Figura 21. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Cazalla de la Sierra	29
Figura 22. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Villanueva del Río y Minas	30
Figura 23. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Alcalá del Río.	31

Figura 24. Área de influencia de cada estación.	32
Figura 24. Índice de torrencionalidad regional.	35
Figura 25. Hietograma asociado a un periodo de retorno igual a MCO.	36
Figura 26. Hietograma asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.	36
Figura 27. Hietograma asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.	37
Figura 28. Hidrograma Unitario Triangular asociado a un periodo de retorno igual a MCO	38
Figura 29. Hidrograma Unitario Triangular asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.	39
Figura 30. Hidrograma Unitario Triangular asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.	39
Figura 31. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a MCO	40
Figura 32. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.	41
Figura 33. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.	41
Figura 34. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a MCO en HEC-HMS	43
Figura 35. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 100 años en HEC-HMS	43
Figura 36. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 500 años en HEC-HMS	44
Figura 37. . Hidrograma final asociado a un periodo de retorno igual a MCO.	45
Figura 38. Hidrograma final asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.	45
Figura 39. Hidrograma final asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.	46
Figura 40. Mallado en Delft-3D	49
Figura 41. Batimetría asociada a la malla.	49
Figura 42. RAS Mapper Options	53
Figura 43. Modelo Digital del Terreno en HEC-RAS	54
Figura 44. Modelización de las pilas en Global Mapper.	55
Figura 45. Malla y Refinement Regions en HEC-RAS	56
Figura 46. Breaklines en HEC-RAS	57
Figura 47. Connection Data Editor en HEC-RAS	58
Figura 48. Unsteady Flow Data.	59
Figura 49. Flow Hydrograph.	59
Figura 50. 2D Flow Options	60
Figura 51. Advanced Time Step Control	61
Figura 52. Rivers, Bank lines y Flow Paths asociados al modelo 1D	64
Figura 53. Secciones transversales del modelo 1D	64
Figura 54. Cross Section Point Filter	66
Figura 55. Granulometría correspondiente al lecho del río Viar	68
Figura 56. Sediment Data	69
Figura 57. Steady Flow Data	70
Figura 58. Steady Flow Boundary Conditions	70
Figura 59. Flow Series Quasi-Unsteady	71
Figura 60. Temperature Series	71

---

Figura 61. Densificación de la malla en Delft-3D	73
Figura 62. Fichero de errores en Delft-3D	75
Figura 63 . Perfil transversal del terreno aguas arriba del puente.	75
Figura 64. MCO, Q100 y Q500 para la geometría con las pilas	77
Figura 65. MCO, Q100 y Q500 para la geometría aproximada con Culverts.	78
Figura 66. Perfil longitudinal PILAS-CULVERT (MCO)	79
Figura 67. Evolución temporal del WS en el kilómetro 5 del cauce (MCO)	80
Figura 68. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 5 del cauce (MCO)	80
Figura 69. Evolución temporal del WS en el kilómetro 6.48 del cauce (MCO)	81
Figura 70. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 6.48 del cauce (MCO)	82
Figura 71. Evolución temporal del WS en el kilómetro 7 del cauce (MCO)	82
Figura 72. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 7 del cauce (MCO)	83
Figura 73. Perfil longitudinal PILAS-CULVERT (Q100)	83
Figura 74. Evolución temporal del WS en el kilómetro 5 del cauce	84
Figura 75. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 5 del cauce	85
Figura 76. Evolución temporal del WS en el kilómetro 6.48 del cauce	85
Figura 77. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 6.48 del cauce	86
Figura 78. Evolución temporal del WS en el kilómetro 7 del cauce	87
Figura 79. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 7 del cauce	87
Figura 80. Perfil longitudinal PILAS-CULVERT (Q500)	88
Figura 81. Evolución temporal del WS en el kilómetro 5 del cauce	88
Figura 82. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 5 del cauce	89
Figura 83. Evolución temporal del WS en el kilómetro 6.48 del cauce	89
Figura 84. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 6.48 del cauce	90
Figura 85. Evolución temporal del WS en el kilómetro 7 del cauce	90
Figura 86. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 7 del cauce	91
Figura 87. Perfil longitudinal modelo 1D-2D (MCO)	92
Figura 88. Perfil longitudinal modelo 1D-2D (Q100)	92
Figura 89. Perfil longitudinal modelo 1D-2D (Q500)	93
Figura 90. Perfil transversal WSE Sección 1 (MCO)	94
Figura 91. Perfil transversal VELOCITY Sección 1 (MCO)	95
Figura 92. Perfil transversal WSE Sección 2 (MCO)	95
Figura 93. Perfil transversal VELOCITY Sección 2 (MCO)	96
Figura 94. Perfil transversal WSE Sección 3 (MCO)	97
Figura 95. Perfil transversal VELOCITY Sección 3 (MCO)	97
Figura 96. Perfil transversal WSE Sección 1 (Q500)	98
Figura 97. Perfil transversal VELOCITY Sección 1 (MCO)	99
Figura 98. Perfil transversal WSE Sección 2 (Q500)	99
Figura 99. Perfil transversal VELOCITY Sección 2 (Q500)	100

Figura 100. Perfil transversal WSE Sección 3 (Q500)	100
Figura 101. Perfil transversal VELOCITY Sección 3 (Q500)	101
Figura 102. Perfil transversal Erosión/Sedimentación	102
Figura 103. Perfil longitudinal Modelo 2D	103
Figura 104. Perfil longitudinal Modelo 1D	103
Figura 105. Perfil longitudinal Modelo 1D Sedimentos.	104
Figura 106. Evolución temporal de la WSE Modelo 2D (Sección 1)	105
Figura 107. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 1)	105
Figura 108. Evolución temporal de la velocidad Modelo 2D (Sección 1)	106
Figura 109. Evolución temporal de la velocidad Modelo 1D Sedimentos. (Sección 1)	106
Figura 110. Evolución temporal de la WSE Modelo 2D (Sección 2)	107
Figura 111. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 2)	108
Figura 112. Evolución temporal de la velocidad Modelo 2D (Sección 2)	108
Figura 113. Evolución temporal de la velocidad Modelo 1D Sedimentos (Sección 2)	109
Figura 114. Evolución temporal de la WSE Modelo 2D (Sección 3)	110
Figura 115. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 3)	110
Figura 116. Evolución temporal de la velocidad Modelo 2D (Sección 3)	111
Figura 117. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 3)	111
Figura 118. Velocidad y WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 1)	112
Figura 119. Velocidad y WSE Modelo 1D (Sección 1)	113
Figura 120. Velocidad y WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 2)	114
Figura 121. Velocidad y WSE Modelo 1D (Sección 2)	114
Figura 122. Velocidad y WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 3)	115
Figura 123. Velocidad y WSE Modelo 1D (Sección 3)	115
Figura 124. Erosión en pilas y estribos Q500	116
Figura 125. Erosión en pilas y estribos MCO	116

## ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 1. Dimensiones del puente sobre el río Viar	16
Tabla 2. Valores máximos de precipitación según las Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular	21
Tabla 3. Valores de precipitación anual tomados de las estaciones pluviométricas	21
Tabla 4. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución Normal	22
Tabla 5. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución Gumbel	23
Tabla 6. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución Log-Pearson Tipo III.	24
Tabla 7. Valor de $a_i$ según el coeficiente de variación.	24
Tabla 8. Valor de $b_i$ según el coeficiente de variación.	25
Tabla 9. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución SQRT-ET max.	25
Tabla 10. Precipitación máxima según las áreas de influencia.	33
Tabla 11. Precipitación máxima asociada a distintos periodos de retorno.	33
Tabla 12. Intensidad media diaria asociada a distintos periodos de retorno.	34

# 1 INTRODUCCIÓN

---

Los ríos son sistemas en constante evolución. Se encuentran en un sistema de equilibrio dinámico en el que predominan, principalmente, procesos de erosión y sedimentación que modifican constantemente la morfología del cauce por el que discurren. Son sistemas complejos, compuestos por múltiples variables, difíciles de estudiar y predecir, y que requieren de un estudio intensivo y minucioso: variación de caudales, morfología del terreno, estacionalidad, alteración artificial del cauce, etc.

Todos estos procesos, conllevan, en la práctica, modelizaciones computacionales, altamente complejas, que intentan predecir los efectos de factores externos e internos, sobre el cauce, y sus posibles consecuencias sobre terrenos adyacentes, así como su influencia en el desarrollo de la actividad humana. Desde la existencia de ordenadores, capaces de realizar tareas computacionales de gran carga, empresas especializadas en el desarrollo de software dedicado a la ingeniería, así como, organizaciones gubernamentales, han dedicado esfuerzo y recursos al desarrollo de programas optimizados para el estudio hidrológico e hidráulico, tanto de sistemas fluviales como de sistemas costeros. Esto ha llevado, a la aparición de múltiples softwares, cuyo objetivo principal es la modelización de estos sistemas, con el fin de estudiar los posibles efectos que éstos tengan en su entorno.

Programas tales como HEC-RAS (desarrollado por el U.S Army Corps of Engineers), Delft-3D (desarrollado por Deltares, un instituto independiente neerlandés) o Iber (desarrollado por GEAMA o Institut Flumen, entidades relacionadas con diversas universidades españolas) desarrollan estos modelos, anteriormente mencionados, cada uno, especializados en diversos ámbitos de la dinámica fluvial y litoral, con el fin, de una mayor aproximación al comportamiento real de dichos ecosistemas. Todos estos programas poseen métodos de cálculo diferentes para dichos modelos, los cuales, aun estando destinados al mismo ámbito (dígase el fluvial), pueden establecer variaciones en los resultados de los mismos, dependiendo de los factores externos que influyan dentro del modelo.

El objetivo de este Trabajo de Fin de Grado es establecer, en una misma casuística, varios modelos hidráulicos en diferentes softwares, con el fin de comparar resultados entre ellos, para ver las diferencias en los resultados obtenidos, y establecer al mismo tiempo, cual se adecúa mejor al estudio en cuestión. Para ello, se ha escogido dos programas principalmente: Delft3D y HEC-RAS. En ambos programas, se ha modelizado un tramo correspondiente al río Viar, situado en la provincia de Sevilla, en el municipio de Cantillana, con diferentes caudales asociados a lluvias de diferentes periodos de retorno. Se establecerán las condiciones pertinentes para la construcción del modelo, así como, los datos pertinentes para la obtención de datos lo más próximos a la realidad, y posteriormente se establecerá la idoneidad de cada software para la tarea elegida.

Un aspecto destacado en la ejecución de los estudios desarrollados en este documento ha sido la incapacidad de desarrollar el modelo planteado en Delft-3D, debido a un serie de problemáticas ocurridas, que se describirán más adelante, en este Trabajo de Fin de Grado. Finalmente, sólo se ha establecido el modelo hidráulico en el

---

software HEC-RAS, mediante un modelado unidimensional y bidimensional, con el establecimiento de sedimentos en uno de los casos propuestos.

## 2 OBJETO DEL ESTUDIO

---

### 2.1. Motivación

La historia del ser humano ha ido ligada a la historia de la morfología y la dinámica fluvial a lo largo de los siglos de existencia de la humanidad. Son conocidos los grandes asentamientos de civilizaciones antiguas a orillas de ríos: el Guadalquivir, el Sena, el Danubio, etc. La presencia de agua presenta una ventaja potencial para las comunidades que crecían en torno a ella ya que no solo proporcionaba alimento, sino que proporcionó rutas de comercio entre navegantes que favorecieron la economía local y provocaba la prosperidad del pueblo. Sin embargo, tal y como se ha referido en la introducción de este documento, los ríos no son sistemas estáticos: fluctúan, modifican su cauce, desbordan, etc. Son impredecibles, y si no se estudian con cautela, son peligrosos.

Es notable destacar poblaciones asentadas en ramblas (cauces con regímenes torrenciales) y han sido arrastradas en periodos de lluvias de alta intensidad, y que han provocado daños materiales y humanos de incalculable valor.

La dinámica fluvial permite al ser humano ser capaz de predecir, mediante modelos, los efectos posibles ante alteraciones externas ya sean naturales o antrópicas, de los ecosistemas, y establecer soluciones ante estas problemáticas. La capacidad computacional que se desarrolló a lo largo del siglo XX proporcionó a los ingenieros una gran oportunidad para aplicar los conocimientos teóricos desarrollados por ingenieros, físicos y matemáticos, respecto a la dinámica fluvial y establecer modelos de predicción con suficiente precisión. Esto llevó a la ingeniería civil a una nueva etapa de conocimiento, no solo por la precisión que algunos de estos modelos pueden llegar a tener, sino por la versatilidad y facilidad de acceso a software especializado, que permite a cualquier usuario desde su propio hogar, con el conocimiento suficiente, establecer modelos avanzados hidrodinámicos.

Son numerosas las opciones que ofrece el mercado, en cuestión de software capaz de establecer una simulación hidrodinámica y predecir los comportamientos de la morfología fluvial. Dentro de un ámbito comercial, tenemos a disposición del ingeniero, varios softwares, tales como HEC-RAS, Iber, Delft, etc. Estos son solo algunos ejemplos de estos variados programas que permiten establecer modelos hidrodinámicos complejos con la información previa pertinente. Sin embargo, el ingeniero debe tener una mente crítica ante este panorama de novedad. Surge la pregunta: ¿cuál de estos modelos es el más adecuado para el estudio que se está realizando?



Cada modelo utiliza un sistema diferente de cálculo para la modelización que está realizando: diferencias finitas, volúmenes finitos, etc. Así mismo, cada uno posee características diferentes al resto: algunos permiten el cálculo de sedimentación y erosión; otros permiten un análisis hidrodinámico avanzado añadido a la modelización de estructuras complejas sobre el cauce, y en terrenos adyacentes; otros permiten establecer efectos de marea, efectos de Coriolis, etc.

Ante la amplia variedad que existe en el mercado, el objeto principal de este documento es, establecer cuáles son las diferencias entre los modelos disponibles, ante una misma casuística propuesta y probar cuales son las características computacionales y la optimización de los programas, ante los distintos ámbitos que se pueden dar.

Se usará el software de carácter tanto unidimensional como bidimensional, con el fin de establecer la respuesta a la influencia en una estructura, como un puente puede tener sobre el cauce de un río, y observar, variando los parámetros de los modelos cuáles son las diferencias en los resultados obtenidos, estableciendo las ventajas e inconvenientes para cada modelización expuesta.

## 2.2. Justificación

La motivación principal que ha llevado a tomar la decisión de actuar sobre la zona de Cantillana, como referencia para la modelización de un tramo fluvial con una estructura perpendicular al cauce, resulta de analizar las características del tramo del río Viar en esta zona.

El cauce posee un tramo de longitud considerable desde la cabecera del Embalse de Melonares hasta su llegada al puente sobre el río Viar, así como aguas abajo del mismo, posee una longitud notoria hasta la desembocadura del Guadalquivir. Así mismo, la magnitud y el alcance propio de las inundaciones provocadas por precipitaciones de grandes periodos de retorno ha favorecido la elección de esta zona de estudio, ya que interesa ver efectos de grandes caudales sobre la estructura.

La posición del Embalse de Melonares en la cabecera resulta uno de los factores decisivos a la hora de la toma de la decisión respecto a la situación de este trabajo. Las características del embalse son un interés añadido al estudio, ya que, no solo deben tenerse en cuenta las precipitaciones de la cuenta y su conversión, mediante diversos análisis en un hidrograma de entrada para el análisis de las zonas de inundación del río Viar, sino que deben tenerse también en cuenta los hidrogramas asociados al aliviadero de la presa para el desagüe dependiendo del periodo de retorno, estudiando la suma de ambos caudales y su magnitud final. El estudio de estos parámetros resultó decisivo, sumados a la localización de la estructura del puente sobre el río Viar.

La idoneidad de localización del puente sobre el río Viar viene determinada por su situación en la zona occidental de la localidad de Cantillana, así como su influencia aguas abajo de la misma, dado que puede afectar a la población. Posibles efectos de sobre elevación de la lámina, aguas arriba del puente, como fruto de un efecto debido a la obstaculización del flujo por parte de la estructura, así como un comportamiento de vertedero y tubería, en caso de que el agua superara el tablero del mismo, producen un gran interés como objeto de estudio.

## 3 ESTADO DEL ARTE

---

Este apartado tiene como objeto contextualizar el estudio de este Trabajo de Fin de Grado dentro del marco geográfico y geológico. Con ello, se pretende, poner en antecedentes al lector de este documento, con el fin de esclarecer todos los pormenores que la realización de un modelo hidráulico conlleva, y situarlo dentro el marco que este estudio pretende llevar a cabo: la comparación entre modelizaciones con el fin de hallar diferencias apreciables entre varias metodologías.

### 3.1. Situación

La zona de estudio de este Trabajo de Fin de Grado se localiza en el municipio de Cantillana, en la provincia de Sevilla. Con una extensión de 107.70 km<sup>2</sup>, se encuentra a 34 metros de altura, y está situada dentro de la Vega Alta del Guadalquivir. El municipio limita al norte con El Pedroso y Castilblanco de los Arroyos, al este con Villanueva del Río y Minas, al sur con Carmona, Brenes y Villanueva del río y Minas, y al oeste con Villaverde del Río.

Situado en la zona occidental de la localidad, discurre el río Viar. Con una longitud de 124 km, el río Viar nace en Puerto Cañada (Extremadura) y posee la característica de ser afluente del río Guadalquivir, desembocando en el mismo, en la zona meridional de la localidad, en su margen derecha. Dicho río tiene la particularidad de atravesar dos obras ingenieriles a lo largo de su recorrido: el Pantano de El Pintado, en Cazalla de la Sierra, y el Embalse de Melonares, en Castilblanco de los Arroyos.

Es de destacar, que dicho río es principalmente estacional, llegando en periodos estivales a estar completamente seco. El principal objeto de estudio será la zona del puente sobre el río Viar, correspondiente a la A-436, que comunica la margen derecha del río, desde Villaverde del Río, con la margen izquierda, continuando hacia Cantillana. Dicho puente resulta de un gran interés para el municipio ya que permite acceder rápidamente desde la zona occidental de la provincia, sin tener que bordear la localidad, y acceder por el puente de la SE-3101 que cruza el Guadalquivir en la zona meridional.

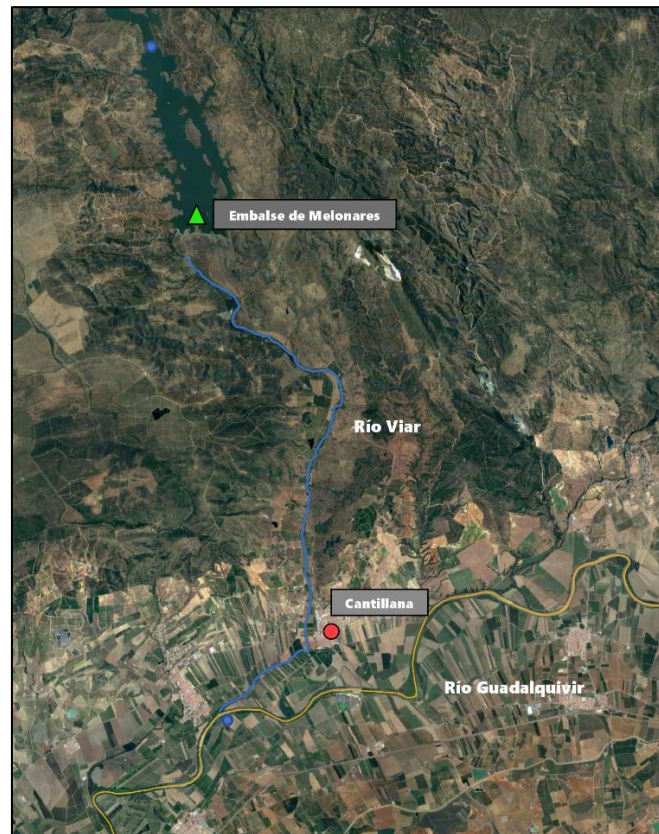


Figura 1. Situación de la zona de estudio.

## 3.2. Datos de partida

### 3.2.1. Cartografía digital

El conocimiento de la topografía del terreno sin duda constituye la base fundamental sobre la que se debe trabajar en los modelos hidráulicos. Es necesaria, siempre que se pueda y requiera, la máxima precisión posible para asegurar que el modelo resulte lo más preciso y cercano a la realidad.

El Instituto Geográfico Nacional posee en su catálogo numerosos recursos para la descarga de topografía que ocupe el territorio español. Se han hecho uso, principalmente de tres principales fuentes de información: el modelo digital del terreno (MDT) en su tamaño de celda 5x5, el modelo digital de superficie (MDS) en su tamaño de celda 5x5 y los ficheros digitales de nubes de punto LIDAR en 2º cobertura (2015-Actualidad).

Cabe destacar que se han tenido que realizar varias modificaciones sobre dichos modelos, con el fin de depurar el terreno sobre el que se realiza el estudio. Los modelos digitales de superficie (MDS) contienen toda la información acerca de estructuras, vegetación, etc., que se desarrolla en la zona, mientras que los modelos digitales del terreno (MDT) son modelos, los cuales han sido modificados por parte del IGN para eliminar los objetos que no pertenezcan de una forma natural al terreno, así como la vegetación que se desarrolla en la superficie, con el fin de así obtener el terreno en su estado virgen. Sin embargo, para el objeto de este estudio era necesario obtener una mezcla de información de ambos: se requería eliminar la vegetación correspondiente al cauce, así como la estructura del puente, pero manteniendo el resto de las infraestructuras que se desarrollan en la localidad de Cantillana. Esto provocó que fuera necesario, mediante el tratamiento de datos en el software QGIS 3.10.10 superponer datos del MDT sobre el MDS en la zona del cauce con el fin de obtener así la imagen definitiva del terreno.

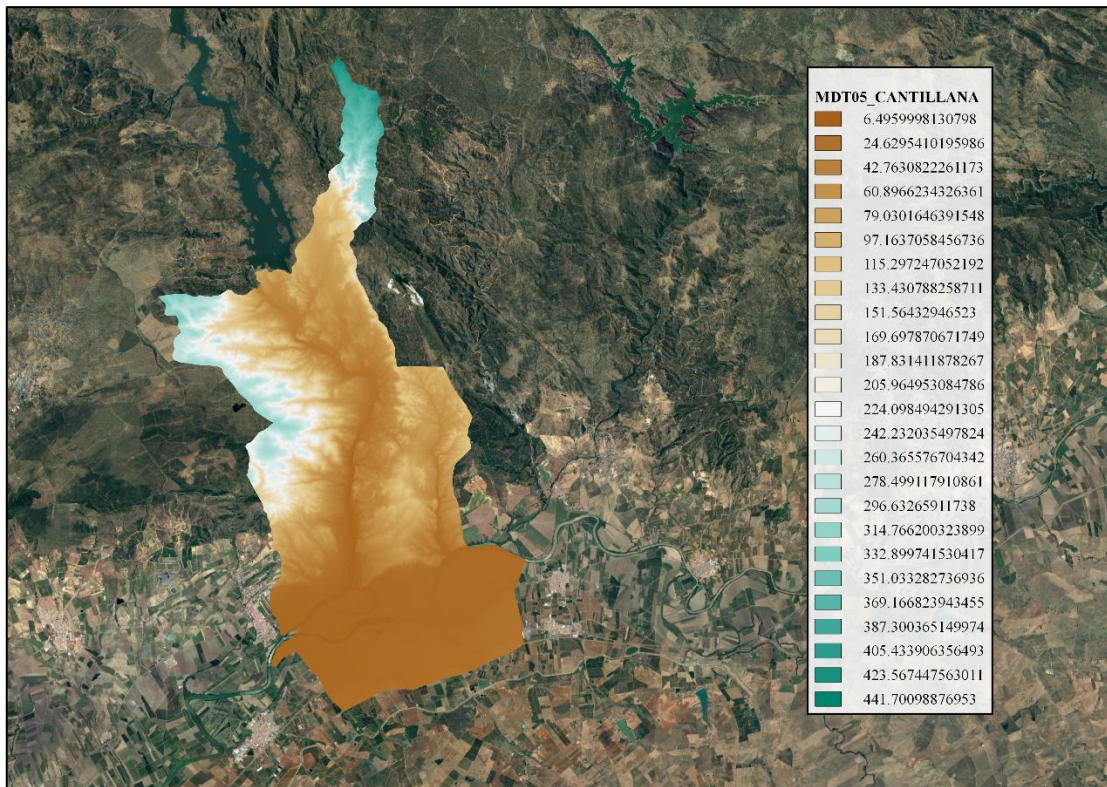


Figura 2. MDT05 del terreno.

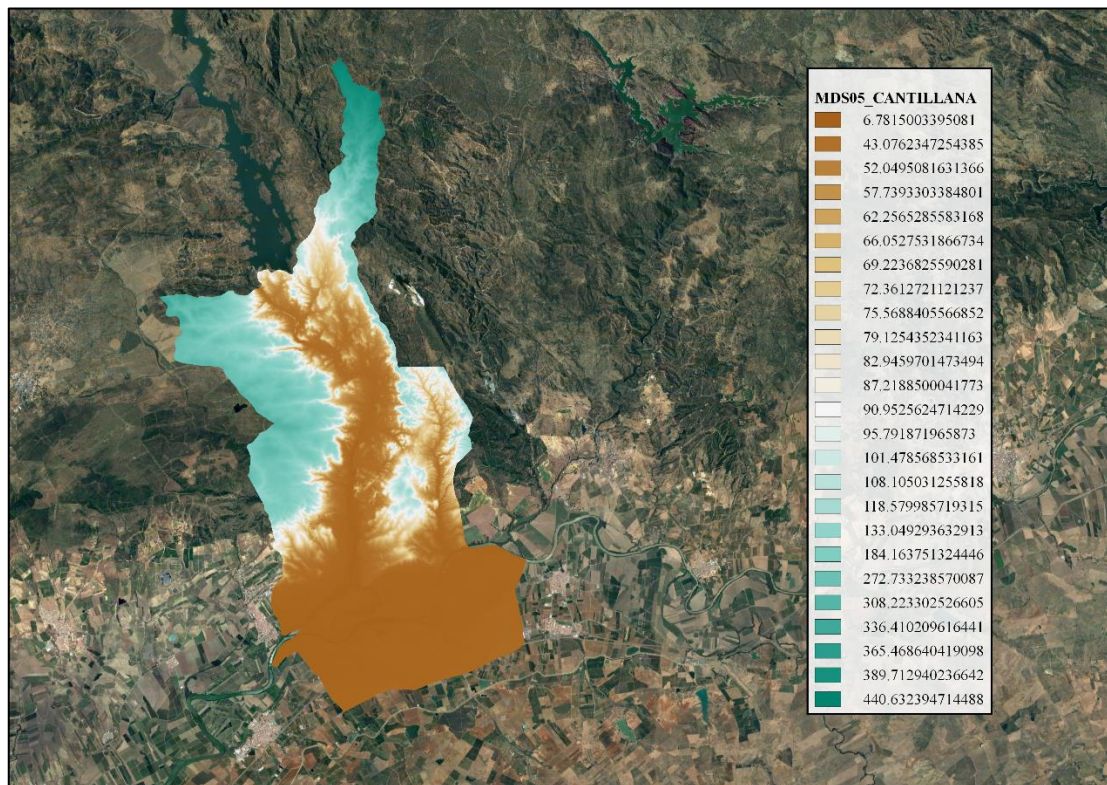


Figura 3. MDS05 del terreno.

En la actuación sobre el software HEC-RAS, fue necesaria mayor precisión que la otorgada por el MDT y el MDS en su tamaño de celda 5x5. Para ello, fue necesario el tratamiento de los ficheros digitales de nubes de punto LIDAR sobre la zona de Cantillana. Estos modelos están conformados en una nube de puntos realizada mediante un vuelo sobre la zona y una posterior categorización de esos puntos en función de su pertenencia a superficie de agua, ferrocarriles, vegetación, terreno, puentes, etc. Mediante el software Global Mapper, se ha procedido a la eliminación de puntos que no fueran de interés para el modelo, así como una interpolación de los mismo con un tamaño de 0.5 metros por cada celda, con lo cual, se logró obtener imágenes de elevación del terreno de una gran precisión.

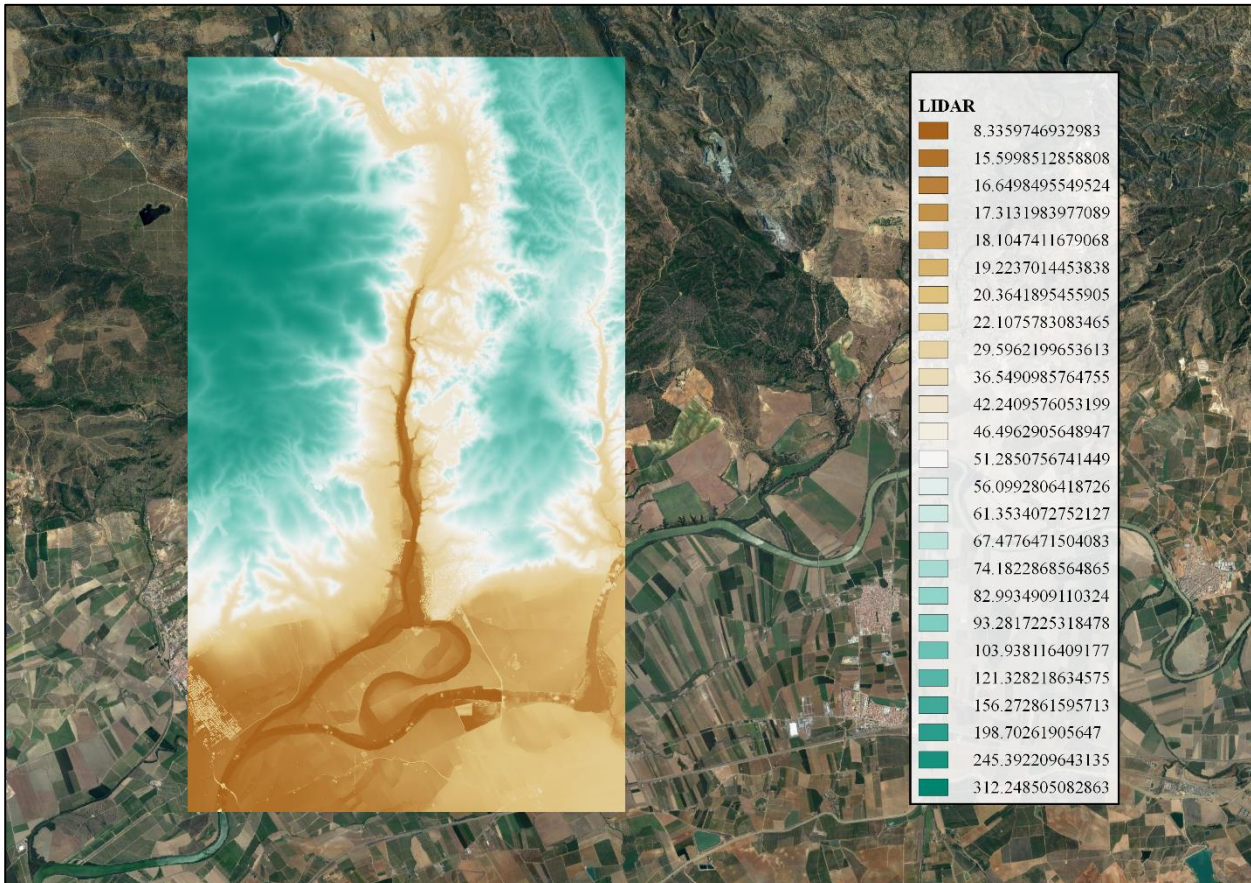


Figura 4. Modelo LIDAR del terreno.

### 3.2.2 Usos de suelo

Se denomina a los usos de suelo, según el Sistema de Información de Ocupación de Suelos en España, como “*la categorización de la superficie terrestre en distintas unidades según sus propiedades biofísicas, como, por ejemplo, superficie urbana, cultivos, arbolado forestal, etc. Dentro de cada polígono SIOSE se puede considerar que la cobertura es homogénea...*”

A efectos prácticos, interesa el conocimiento de los usos de suelo dentro de un modelo hidráulico, ya que según la tipología de actividad que se desarrolle cada suelo, y la composición de este, el terreno tendrá una mayor o menor rugosidad, que se determina mediante el parámetro de Manning. Los efectos de la rugosidad en un cauce son altamente conocidos, ya que, a mayor rugosidad, menor velocidad se desarrolla dentro del mismo.

Dado que el modelo que se está realizando, requiere del conocimiento de la rugosidad asociada tanto en el cauce como a los terrenos colindantes, se ha consultado los datos obtenidos en el programa Corine Land Cover de la Agencia Europea del Medio Ambiente, en su versión 2000, cuyo objetivo es establecer, en el territorio europeo, los usos de suelo divididos por categoría. Una vez obtenida dicha información, a través de la Guía Metodológica para el Desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables, se asocia un valor de rugosidad de Manning a cada uso de suelo, lo que proporciona una capa de extensión igual a la zona de estudio con todos los valores de rugosidad requeridos.

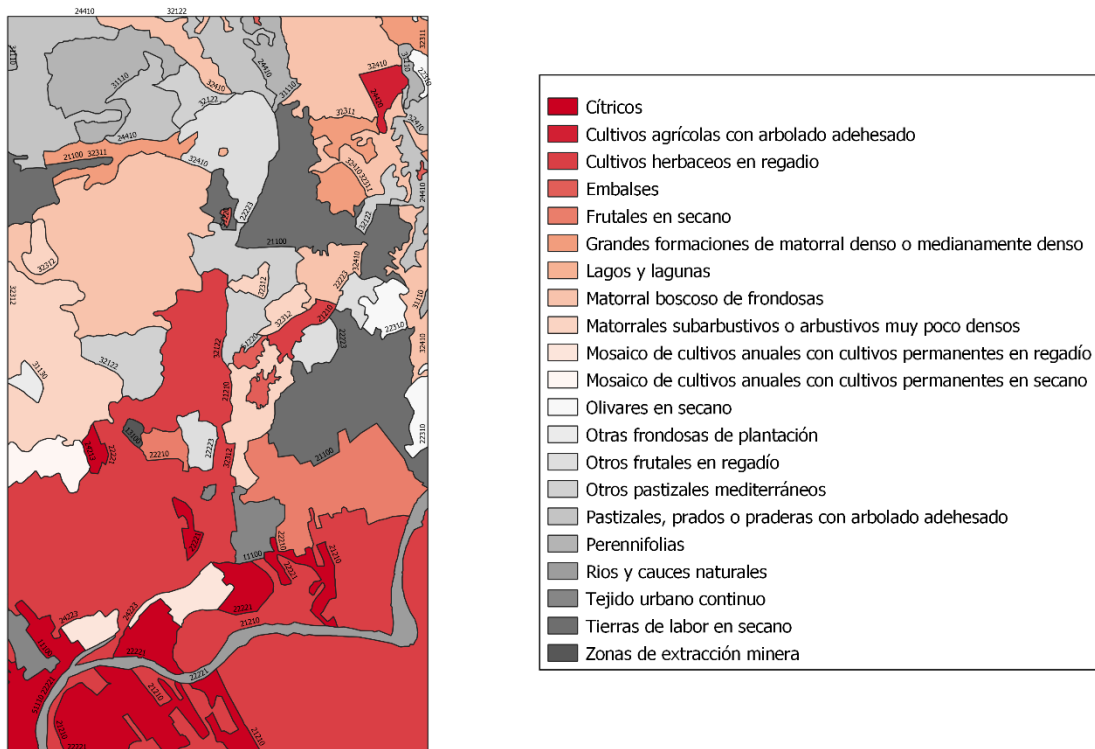


Figura 5. Usos de suelo.

### 3.2.3. Geología

Uno de los aspectos destacados en este Trabajo de Fin de Grado es el estudio de los procesos de sedimentación y erosión dentro de la zona de estudio, según los diferentes modelos, así como su afectación, si es que la hubiere, por la presencia de estructuras que intersectan el cauce, y que obstaculizan el flujo del agua.

Los datos pertinentes a la geología en el territorio nacional provienen del Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Concretamente, la información necesaria proviene del MAGNA 50, que consiste en un Mapa Geológico que represente la naturaleza de los materiales que aparecen en la superficie terrestre. A través de su web, el usuario es capaz de visionar en formato WMS, las capas correspondientes a la geología local. Sin embargo, cabe destacar que dicha información resulta escasa para el conocimiento en profundidad de la geología local, ya que simplemente da datos generales de la superficie, sin abarcar en profundidad en la caracterización del suelo.

Dado que la información requerida para este estudio, consistía en la caracterización granulométrica del lecho, si fuere posible, se ha hecho uso del documento “Cartografía y estudio de las características estructurales de los suelos de las zonas regables del Viar y el valle inferior del Guadalquivir” redactado por el Centro de Edafología y Biología aplicada del cuarto, el cual, delimita el porcentaje de arena gruesa, arena fina, limos y arcillas del lecho del Viar, mediante análisis in situ de la zona.



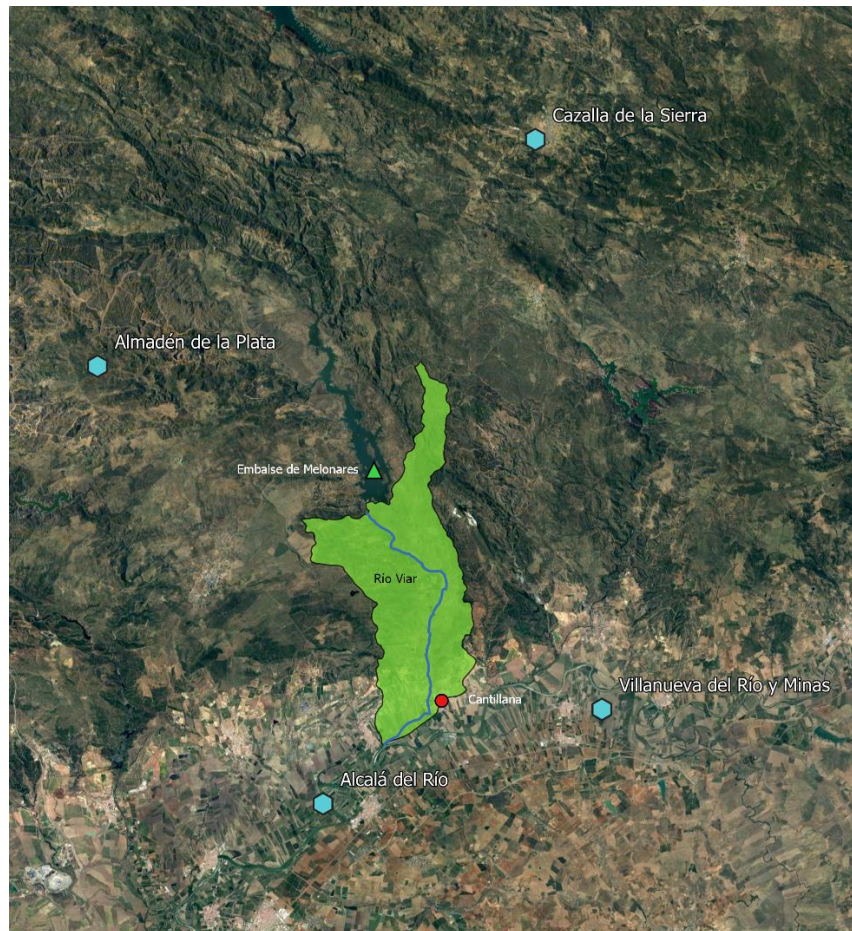


Figura 7. Localización de las estaciones pluviométricas.

### 3.3. Caracterización del río Viar

El Instituto Geográfico Nacional posee dentro de su catálogo de información, capas en formato vectorial con información pertinente a la hidrografía del terreno español. Para el estudio de la zona de Cantillana, se ha acudido a dichas capas con el fin de especificar con total detalle, los parámetros necesarios para la correcta realización del modelo.

Para el cálculo estadístico de las precipitaciones, el tramo del río Viar estudiado, el cual está situado dentro de la cuenca del río Viar, nace del Embalse de Melonares a una cota de 47 metros sobre el nivel del mar y discurre a lo largo de 20.55 km a lo largo de la orografía hasta desembocar en el río Guadalquivir, con una cota de 7 metros. Posee una pendiente media a lo largo de todo su recorrido, de un 0.2 % aproximadamente.

En la aplicación del modelo hidráulico no se ha estudiado la totalidad del tramo del río desde el Embalse de Melonares. Para el cálculo computacional, se ha limitado la zona superior del tramo con el fin de acotar la zona de influencia, lo más cercana al puente posible. Para ello, se han establecido los límites superiores e inferiores de la zona de estudio de tal forma que la longitud del cauce aguas arriba y aguas abajo del puente sea lo suficientemente prolongada para evitar que la aplicación de las condiciones de contorno afecten al flujo en la zona de estudio del puente. El criterio seguido es establecer una distancia aproximada de 8-11 km entre la estructura y las condiciones de contorno. Con ello, conseguimos reducir el coste computacional del cálculo del modelo y así mismo, reducir el tiempo de computación.

El tramo estudiado dentro del modelo hidráulico tiene una longitud de 12.5 km de longitud, con una pendiente similar a la del tramo total (0.2%) y posee en torno a los 1.5 km desde su comienzo, un cambio brusco de pendiente, debido a la orografía. Asimismo, cabe destacar que la zona de estudio del tramo está prioritariamente colindante a terrenos destinados a cultivos herbáceos de regadío o tierras de labor en secano,



así como otros frutales según el Corine Land Cover.

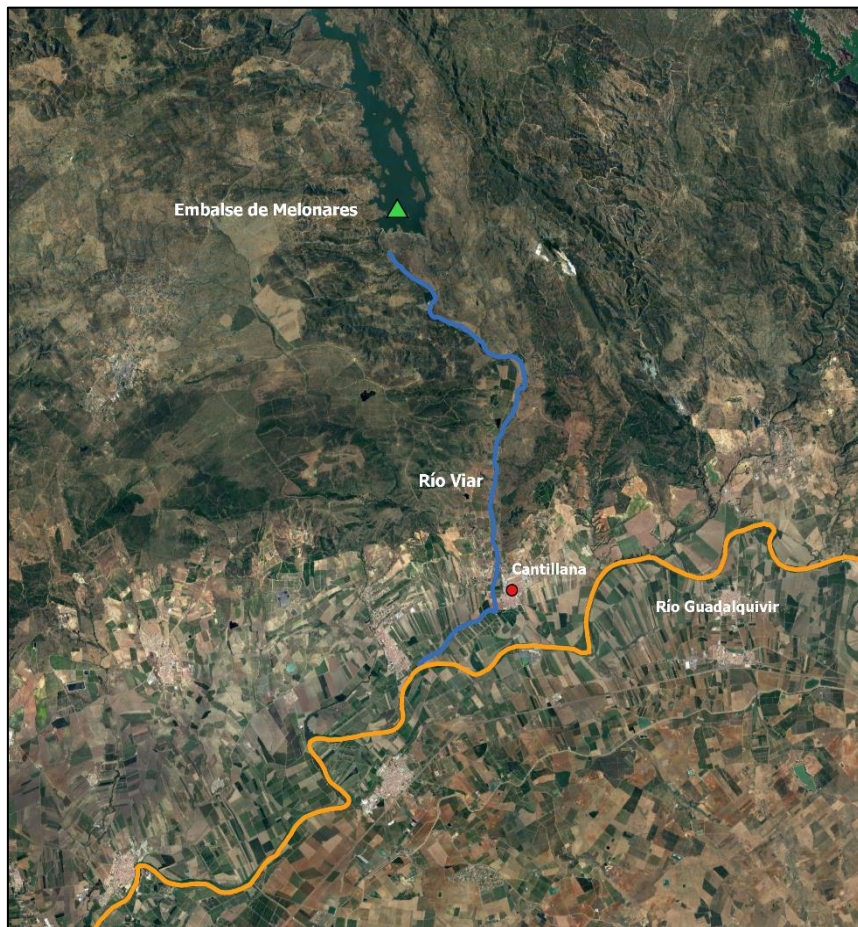


Figura 8. Río Viar.

### 3.4. Caracterización del embalse

El Embalse de Melonares es un tipo de embalse arco-gravedad iniciado en el año 2003, situado en el cauce del río Viar en la localidad de Castilblanco de los Arroyos. Con una capacidad de 180.4 hectómetros cúbicos, la superficie inundada es de 14.67 kilómetros cuadrados. Posee una cota de coronación de 87,25 metros sobre el nivel del mar y un ancho de coronación de 8 metros.

Como se ha mencionado en el apartado de Justificación, la presencia de este embalse en la cabecera del tramo del río Viar, estudiado provee de un interesante atractivo a este estudio, ya que se debe tener en cuenta los hidrogramas de la presa a través de los vertederos en caso de rebasamiento debido a precipitaciones asociadas a altos periodos de retorno.

Dichos hidrogramas no se encuentran disponibles a través de internet, debido a la antigüedad de redacción del proyecto, que provoca que no esté digitalizado. A través de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, se ha podido acceder a la información original del proyecto y observar los hidrogramas calculados en el mismo. Cabe destacar que no poseían la información referida al periodo de retorno correspondiente al MCO. Para el cálculo de este se realizó una interpolación entre los hidrogramas dato, con el fin de obtener el referido.

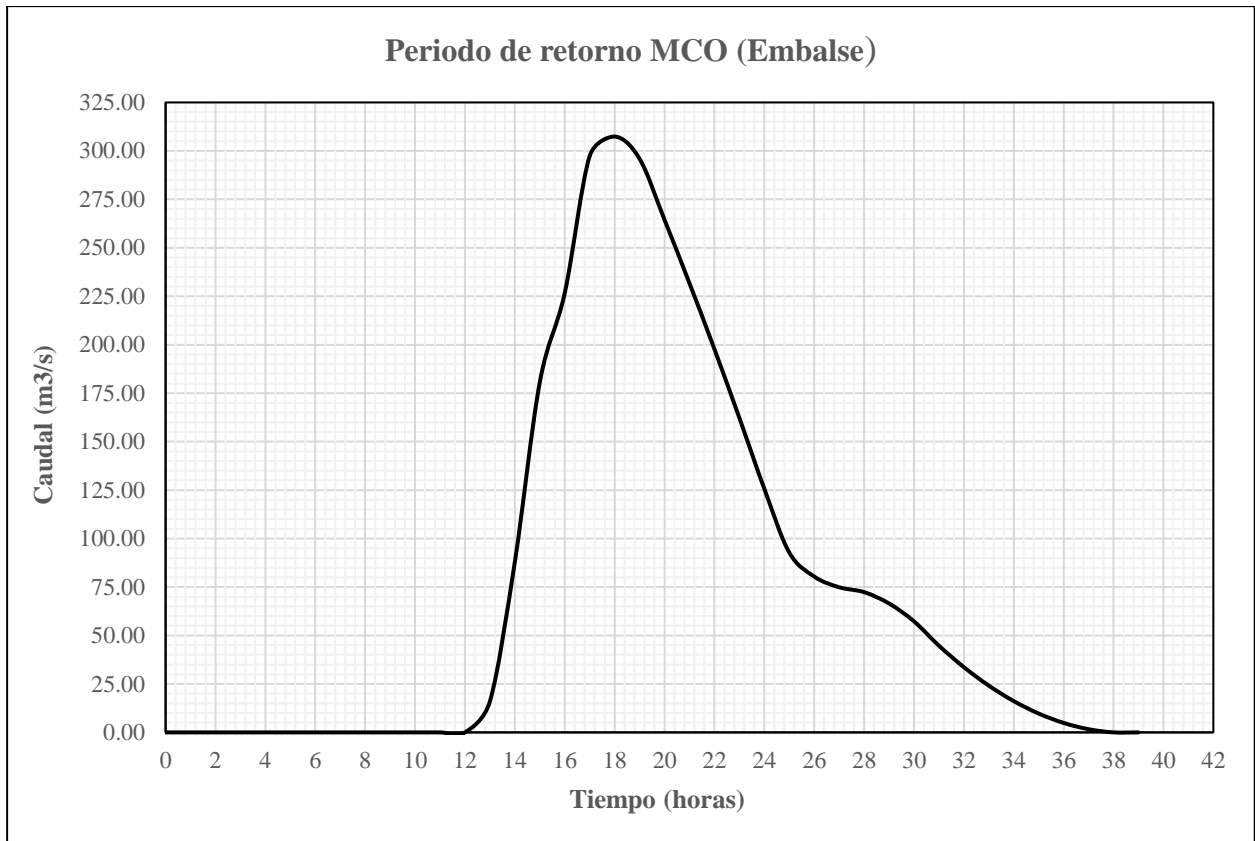


Figura 9. Hidrograma del Embalse de Melonares para un periodo de retorno igual a MCO.

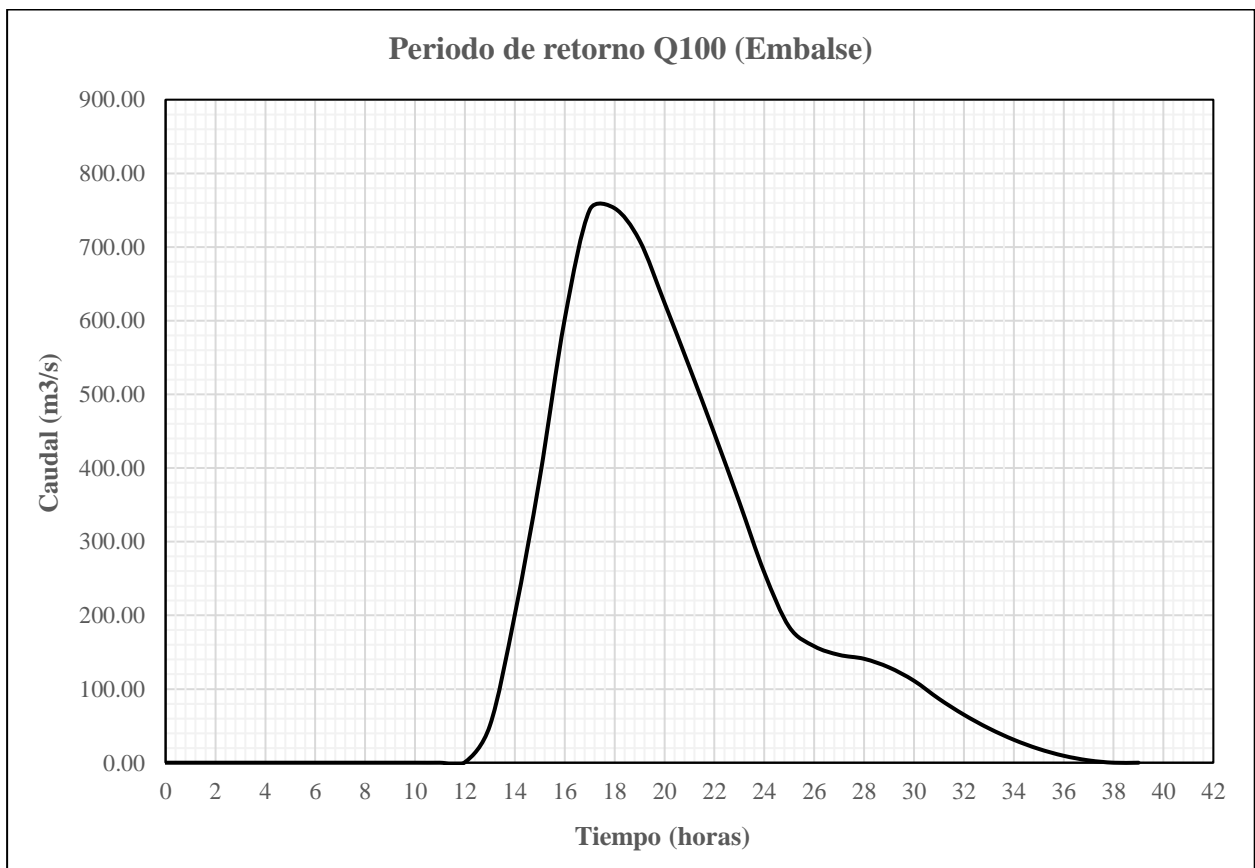


Figura 10. Hidrograma del Embalse de Melonares para un periodo de retorno igual a 100 años.

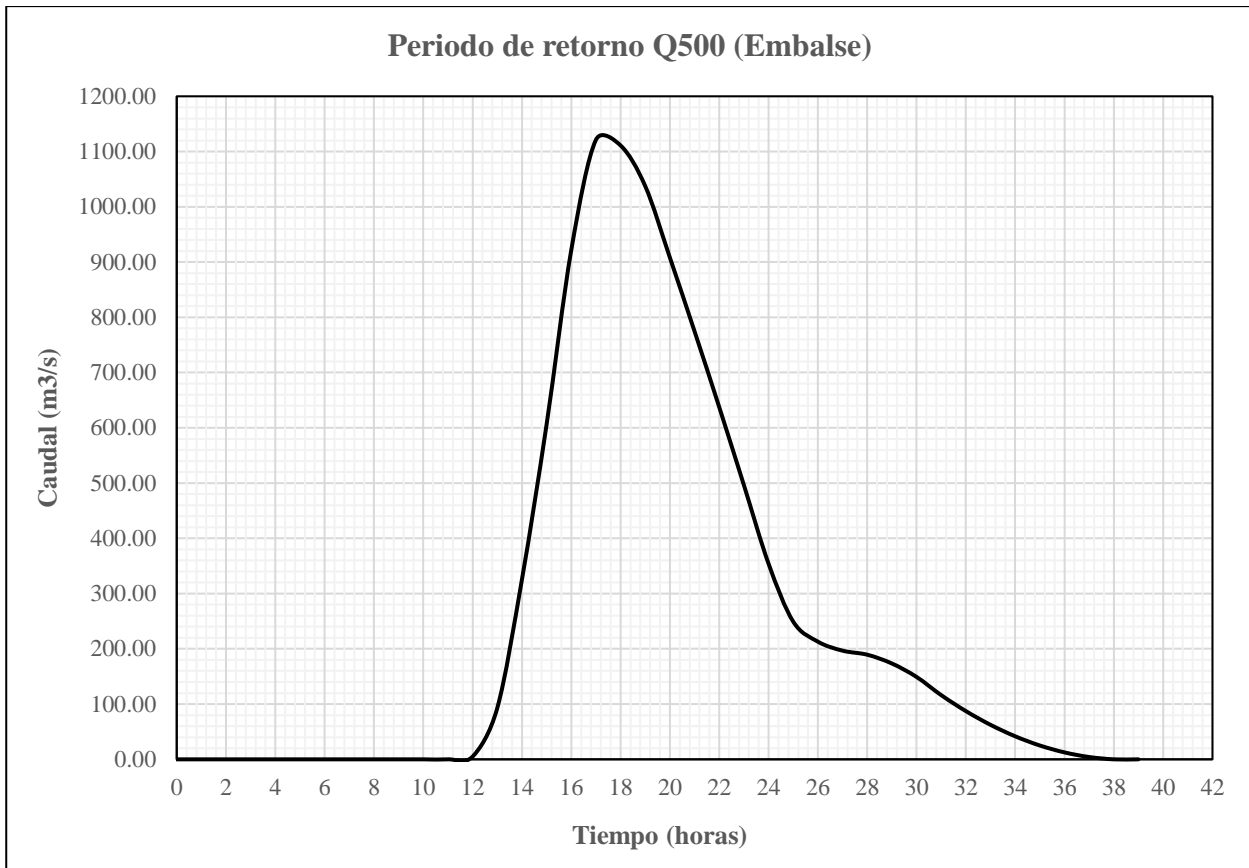


Figura 11. Hidrograma del Embalse de Melonares para un periodo de retorno igual a 500 años.

### 3.5. Caracterización de la cuenca

La cuenca del río Viar se enmarca en el conjunto de subcuencas que conforman la cuenca del Guadalquivir. Posee un área de 102.54 km<sup>2</sup> y un perímetro de 35,041.51 metros de perímetro. Engloba al río Viar desde su cabecera, en el Embalse de Melonares hasta su desembocadura en el río Guadalquivir.

La cuenca posee una cota superior de 441 metros y una cota inferior de 7.11 metros, lo cual establece en una pendiente media de un 8.94 % en toda su extensión. Estos datos se han obtenido a través del análisis de los datos proporcionados por el Instituto Geográfico Nacional, a través del software ArcGIS.

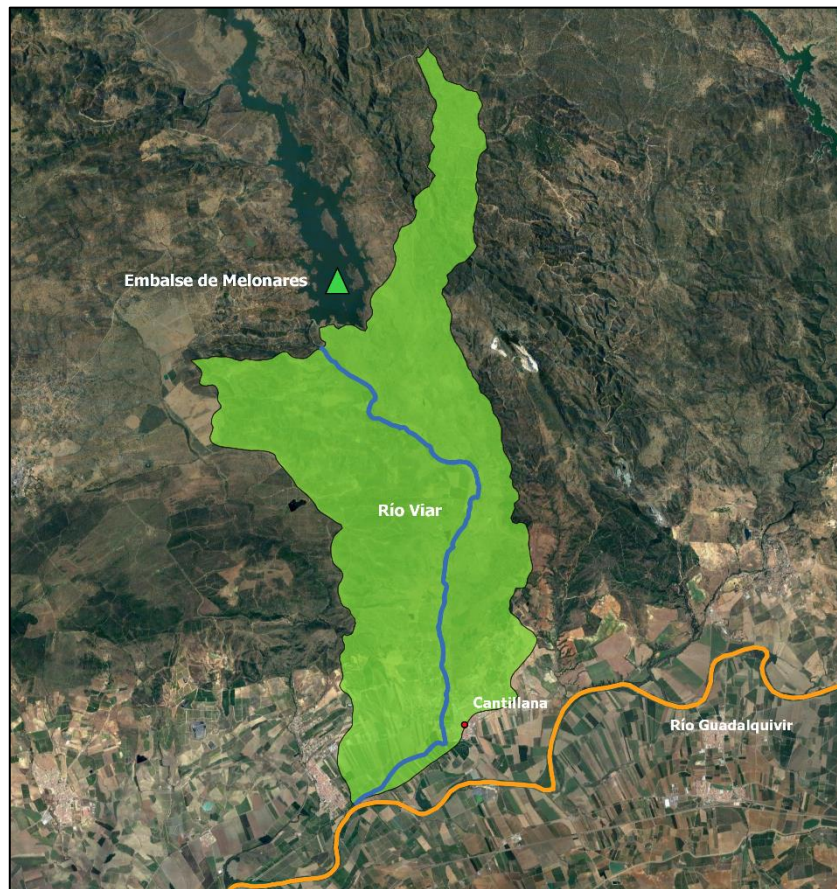


Figura 12. Cuenca del río Viar.

### 3.6. Caracterización del puente

El puente sobre el río Viar está situado en la zona occidental de la localidad de Cantillana, formando parte de la A-436 que comunica la población de Villaverde del Río con Cantillana. El puente posee 6 pilas y 7 vanos a lo largo de su longitud, con una geometría rectangular entre cada pila. El puente está conformado por dos calzadas de 6 metros colindantes entre sí debida a una ampliación que se realizó en torno a los años 90 del puente. Está dispuesto de forma perpendicular al cauce del río Viar, lo que facilita su modelización dentro de los programas pertinentes.

Uno de los aspectos destacados de la caracterización del puente ha sido la dificultad para conseguir los planos del proyecto de construcción de este. Después del contacto con varias agencias gubernamentales, tales como el Ministerio de Fomento, no se llegó a buen puerto en ninguna de las conversaciones. Una de las posibles causas de la dificultad de descubrimiento de los planos se debe a que el puente fue construido en los años 70, y por lo tanto el proyecto de este se encuentra sin digitalizar.

Sin embargo, se encontró como solución la toma de medidas y fotografías in situ, que, junto con los modelos digitales del terreno, permitiera aproximar a través de distintos programas, las medidas de este. Se llegó a la conclusión, tras un cierto trabajo, que las medidas del puente cumplían las siguientes características:

Tabla 1. Dimensiones del puente sobre el río Viar

Puente sobre el río Viar	
Ancho del tablero	12 metros
Longitud del tablero	80 metros
Altura del tablero	2 metros
Longitud de las pilas	12 metros
Altura de las pilas	10 metros
Anchura de las pilas	1.25 metros
Distancia entre pilas	14.8 metros



Figura 13. Puente sobre el río Viar.

## 4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Es necesario, en la realización de un modelo hidrodinámico, un estudio previo de las características de la morfología de la propia cuenca, y de la hidrología de la zona de estudio. La longitud del cauce, la pendiente de este, las precipitaciones, etc.; el objeto de analizar dichos parámetros resulta en obtener los hidrogramas asociados a cada periodo de retorno estudiado, a partir de los datos recogidos in situ.

Para el estudio hidrológico, se han tomado de partida tres periodos de retorno representativos de las casuísticas más comunes o más desfavorables: MCO, 100 y 500 años. Según la Guía Metodológica para el Desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables, el periodo para estimar la MCO, resulta de establecer la zona de estudio dentro del mapa de caudales máximos, con el fin de establecer un valor  $C_v$  asociado a la frecuencia de caudales máximos dentro del régimen natura de la región.

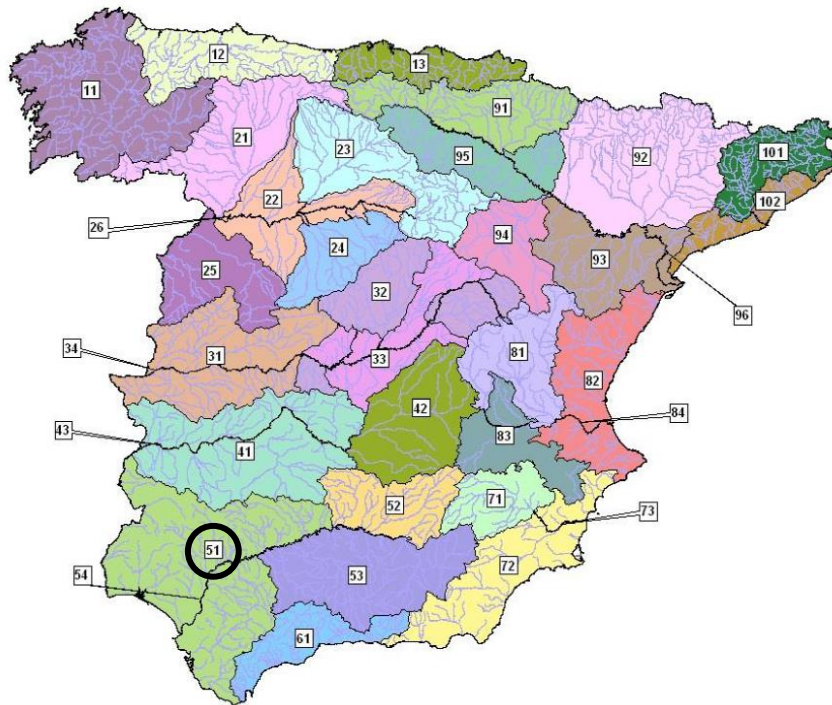


Figura 14. Mapa de regiones según el CAUMAX.

Consultando dentro del mencionado mapa, la zona de Cantillana corresponde a la zona 51. Según la Guía Metodológica para el Desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables, dicha zona lleva asociado un valor de coeficiente de variación de 0.96, lo cual, conlleva en que el periodo de retorno correspondiente a la MCO sea el periodo de 5 años.

**Tabla 63.** Tabla con los valores estimados de  $C_V$  y  $T_{MCO}$  para cada una de las regiones estadísticas consideradas.

Región	$C_V$	$T_{MCO}$
11	0,59	3,0
12	0,54	2,5
13	0,54	2,5
21	0,48	2,5
22	1,15	6,0
23	0,66	3,5
24	0,75	4,0
25	0,75	4,0
26	0,81	4,0
31	0,79	4,0
32	0,79	4,0
33	1,04	5,0
34	0,76	4,0
41	1,20	6,0
42	1,05	5,5
43	0,83	4,0
<b>51</b>	<b>0,96</b>	<b>5,0</b>
52	0,74	3,5
53	1,12	5,5
54	0,66	3,5
61	1,09	5,5
71	1,13	5,5
72	1,44	7,0
73	1,07	5,5
81	0,87	4,5
82	1,21	6,0
83	1,19	6,0
84	0,88	4,5
91	0,47	2,5
92	0,70	3,5
93	1,36	7,0
94	1,04	5,0
95	0,69	3,5
96	0,50	2,5
101	0,91	4,5
102	1,39	7,0

Figura 15. Valores estimados de  $C_V$  y  $T_{MCO}$  según las regiones estadísticas consideradas.

Este estudio hidrológico se ha fundamentado principalmente los datos obtenidos por las organizaciones gubernamentales pertinentes tales como el Instituto Geográfico Nacional (IGN), la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), etc.

Se ha llevado a cabo dos metodologías de estudio, con relación a los hidrogramas asociados a cada periodo de retorno. Esto tiene como objeto, analizar a través de dos vertientes distintas, la situación que contempla cada metodología con el fin de establecer una comparativa entre ellas, y situar el estudio en la situación más desfavorable posible, con el fin de plantear el modelo en el lado de la seguridad.

Para ello se ha tomado como referente el estudio planteado por el documento Máximas lluvias diarias en la España Peninsular, redactado por el Ministerio de Fomento, y un análisis estadístico basado en las distribuciones Normal, Gumbel, Log-Pearson Tipo III y SQRT-ET max. con el objeto expuesto anteriormente de establecer

cuál de las metodologías proporciona una precipitación mayor asociada a cada periodo de retorno.

#### 4.1. Máximas lluvias diarias en la España Peninsular

La metodología basada en este documento consiste en:

- Localización de la zona de estudio.
- Estimación del coeficiente de variación  $C_v$  y el valor medio de la máxima precipitación diaria anual  $\bar{P}$ .
- Para el periodo de retorno deseado  $T$ , y el valor de  $C_v$ , obtención del cuantil regional  $Y_t$ .
- Realizar el producto del cuantil regional  $Y_t$  por el valor medio  $\bar{P}$ , para la obtención de la precipitación máxima asociada al periodo de retorno  $T$ .

El parámetro  $C_v$  (coeficiente de variación) está relacionado con el valor de los cuantiles  $Y_t$ , cuyo valor está determinado por un mapa desarrollado por el Ministerio de Fomento, con isóneas que ocupan todo el territorio español. En particular para la obtención de este parámetro, situamos la isónea que atraviesa la región de Cantillana, correspondiente a un valor de coeficiente de variación de 0,36.

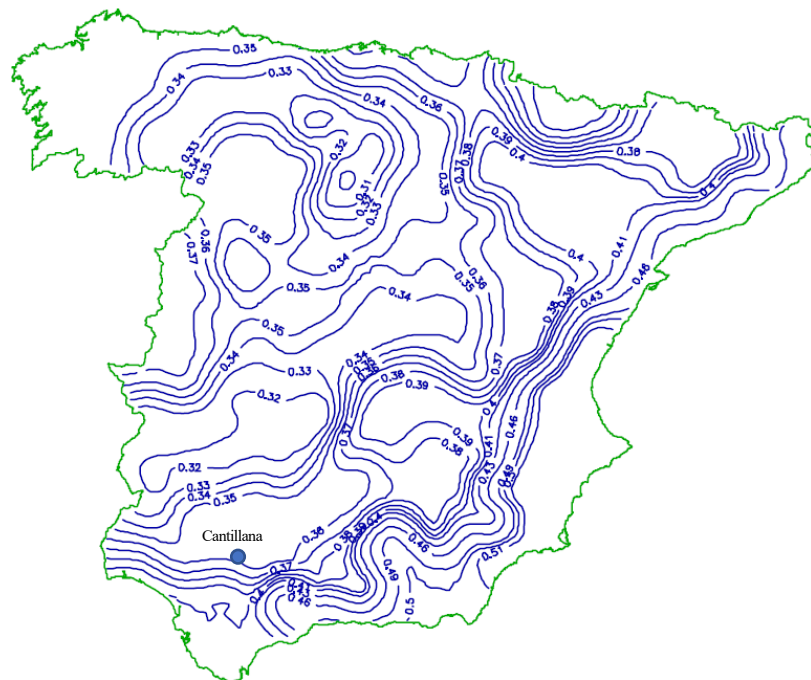


Figura 16. Mapa de isóneas de coeficientes de variación.

Una vez obtenido el coeficiente de variación, es necesario calcular el valor medio de la máxima precipitación diaria anual  $\bar{P}$ . Para ello, mediante un mapa de isóneas en el que establecen por regiones dicho parámetro, situando la zona de Cantillana (Hoja 2-5 de los Anejos) se puede observar cómo dicho valor corresponde a una lluvia de 56 mm.



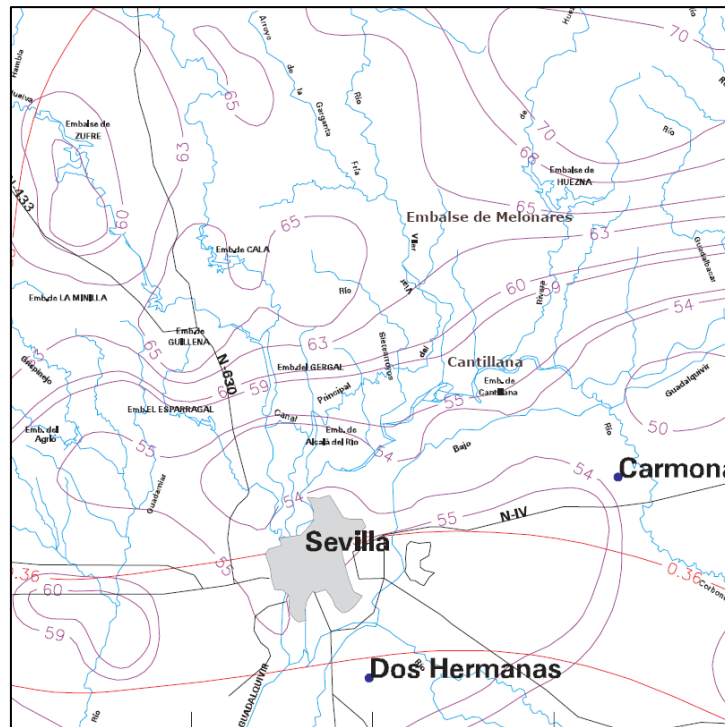


Figura 17. Mapa de isótopos asociado al valor medio de la máxima precipitación diaria anual.

Una vez, se obtiene los valores de coeficiente de variación y valor medio de la máxima precipitación diaria anual, se puede establecer los cuantiles regionales, en función del periodo de retorno y de los coeficientes de variación. En la tabla a continuación se establecen los valores de cuantiles asociados a MCO, 100 y 500 años como periodo de retorno, los cuales corresponden a 1.225, 2.251 y 2.892 respectivamente.

C <sub>v</sub>	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014

Figura 18. Valores de los cuantiles regionales.

Una vez determinados los cuantiles regionales y el valor medio de la máxima precipitación diaria anual, para la obtención de la máxima precipitación anual asociada a cada periodo retorno, únicamente es necesario realizar el producto entre ambos valores. A continuación, se exponen los valores obtenidos.

Tabla 2. Valores máximos de precipitación según las Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular

Periodo de retorno	Cuantil	P <sub>max</sub>
MCO	1,225	<b>68,60</b>
100	2,251	<b>126,06</b>
500	2,892	<b>161,95</b>

## 4.2. Análisis estadístico

La distribución de probabilidad de una variable aleatoria es una función que asigna a cada suceso definido sobre la variable, la probabilidad de que dicho suceso ocurra. Esto resulta de gran interés en casuísticas que correspondan a sucesos de catástrofe, ya que establece una relación de ocurrencia entre la probabilidad de que ocurra el suceso y la magnitud de este.

Dentro del análisis estadístico, existen diversas distribuciones de probabilidad, que estiman resultados diferentes a hechos con la misma probabilidad de ocurrencia. Esto propicia una amplia variedad de resultados obtenidos, que permite al usuario establecer comparativas entre distintas distribuciones con el fin de observar y obtener el caso más desfavorable posible asociado a la misma probabilidad de ocurrencia.

Para ello, se hace notable que, en el ámbito hidrológico, son múltiples las distribuciones usadas para la obtención de las precipitaciones máximas asociadas a un periodo de retorno. En este caso, se hará uso de cuatro distribuciones distintas: distribución Normal, distribución Gumbel, distribución Log-Pearson Tipo III y distribución SQRT-ET max.

No obstante, una vez realizadas las cuatro distribuciones mencionadas, para asegurar una fiabilidad en los resultados obtenidos, se realizará el conocido test de bondad Kolmogórov-Smirnov. Esta prueba tiene como objeto determinar lo bien que se ajusta cada modelo estadístico al conjunto de observaciones obtenido.

Los datos a los que se ha referido el estudio estadístico desarrollado en este documento son los valores máximos de precipitación anual desde el año 2004 hasta el año 2018, de las cuatro estaciones mencionadas en el apartado 3.2.4.

Tabla 3. Valores de precipitación anual tomados de las estaciones pluviométricas

Estación	Almadén de la Plata	Cazalla de la Sierra	Villanueva del Río y Minas	Alcalá del Río
<b>2004</b>	13.60	66.00	48.00	89.00
<b>2005</b>	21.00	21.10	82.00	67.50
<b>2006</b>	57.40	43.20	42.00	63.00
<b>2007</b>	43.20	50.90	58.00	55.00
<b>2008</b>	29.20	24.60	92.00	55.00
<b>2009</b>	48.40	71.20	56.00	54.50
<b>2010</b>	71.60	101.40	88.00	54.00
<b>2011</b>	53.40	48.30	40.00	50.00
<b>2012</b>	98.60	54.30	88.00	49.00
<b>2013</b>	48.20	83.70	31.00	45.00
<b>2014</b>	69.00	74.10	26.00	45.00
<b>2015</b>	68.80	23.30	30.00	44.00
<b>2016</b>	44.00	57.00	65.00	44.00

<b>2017</b>	29.00	21.80	30.00	39.00
<b>2018</b>	150.60	156.80	43.00	35.00

El cálculo de la precipitación asociada a cada periodo de retorno (T) y distribución vendrá dado por el producto del factor  $K_t$  que será igual a  $z$ , por el valor de la desviación típica de la precipitación máxima anual de los 15 años obtenidos más la media de estos.

$$P(T) = z \cdot \sigma + \bar{x}$$

En el caso de la distribución Log-Pearson Tipo III, los valores de la precipitación deberán calcularse de forma exponencial, como a continuación se expone.

$$P(T) = 10^{z \cdot \sigma + \bar{x}}$$

#### 4.2.1. Distribución Normal

La distribución normal es una distribución con forma de campana donde las desviaciones estándar sucesivas con respecto a la media establecen valores de referencia para estimar el porcentaje de observaciones de los datos.

Está expresada matemáticamente mediante la siguiente ecuación:

$$p = \frac{1}{T}$$

$$w = \left[ \ln \frac{1}{p^2} \right]^{0,5}$$

$$z = w - \frac{2,515517 + 0,802853w + 0,010328w^2}{1 + 1,432788w + 0,1889269w^2 + 0,001308w^3}$$

Los datos obtenidos de la aplicación de dichas ecuaciones sobre los valores de precipitación obtenidos a través de las estaciones pluviométricas son:

Tabla 4. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución Normal

TR	Almadén de la Plata	Cazalla de la Sierra	Villanueva del Río y Minas	Alcalá del Río
<b>5</b>	85.05	90.11	74.25	63.73
<b>10</b>	100.05	105.95	84.53	69.55
<b>25</b>	116.03	122.84	95.49	75.76
<b>50</b>	126.36	133.74	102.57	79.77
<b>100</b>	135.64	143.55	108.94	83.38
<b>200</b>	144.14	152.52	114.77	86.68
<b>500</b>	154.44	163.40	121.83	90.68

#### 4.2.2. Distribución Gumbel

Esta distribución se utiliza para el estudio de valores extremos. Es útil para representar el máximo nivel de un río a través de una recopilación de datos en el tiempo. Su formulación matemática viene dada como:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left( 0,5772 + \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \right)$$

Los datos obtenidos de la aplicación de dicha ecuación sobre los valores de precipitación obtenidos a través de las estaciones pluviométricas son:

*Tabla 5 Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución Gumbel*

TR	Almadén de la Plata	Cazalla de la Sierra	Villanueva del Río y Minas	Alcalá del Río
5	80.90600928	85.73	71.40426534	62.11772124
10	100.8357616	106.78	85.07049888	69.85810135
25	126.0170564	133.38	102.3378212	79.63809214
50	144.6979795	153.11	115.1477073	86.893448
100	163.2409655	172.70	127.8630072	94.09523144
200	181.7162913	192.21	140.5319111	101.2707368
500	206.0909755	217.96	157.2461242	110.7374536

#### 4.2.3. Distribución Log-Pearson Tipo III

La distribución Log-Pearson Tipo III presenta una formulación exponencial, con el objeto de obtener los valores extremos asociados a cada periodo de retorno. Destaca la particularidad que los cálculos de media y desviación típica deben realizarse sobre el logaritmo decimal de los valores de la muestra. A continuación, se detalla la formulación seguida.

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$$

$$k = \frac{C_s}{6}$$

$$z = K_T \text{ (normal)}$$

Los datos obtenidos de la aplicación de dicha ecuación sobre los valores de precipitación obtenidos a través de las estaciones pluviométricas son:

Tabla 6. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución Log-Pearson Tipo III.

TR	Almadén de la Plata	Cazalla de la Sierra	Villanueva del Río y Minas	Alcalá del Río
5	80.23	84.31	72.06	61.36
10	101.66	108.93	87.53	69.64
25	129.29	142.74	107.86	80.84
50	150.05	169.69	123.54	89.74
100	170.82	198.04	139.65	99.13
200	191.69	227.90	156.30	109.10
500	219.45	269.89	179.26	123.31

#### 4.2.4. Distribución SQRT-ET max.

Dicha distribución constituye un referente en España ya que establece unos resultados muy parejos a la realidad. Para ello, es necesario obtener las precipitaciones a través de un proceso iterativo, mediante el cálculo de una serie de parámetros  $a_i$  y  $b_i$ , basados en el coeficiente de variación de la muestra. A continuación, se muestra la formulación y las tablas seguidas para los cálculos de  $a_i$  y  $b_i$ . El coeficiente  $i$  corresponde al número de elementos dentro de los periodos de retorno estudiados

$$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}}$$

$$k = \exp [\sum a_i [\ln CV^i]]$$

$$CV = s/X_{med}$$

$$I_1 = \exp [\sum b_i [\ln K]^j]$$

Tabla 7. Valor de  $a_i$  según el coeficiente de variación.

CV	0,99 a 0,70	0,70 0,30	0,30 a 0,19
a0	1.32	1.80	-1765.86
a1	-3.16	2.47	-7240.60
a2	-1.60	23.56	-11785.60
a3	-6.27	49.96	-9538.00
a4	-11.32	59.78	-3834.30
a5	-22.70	35.70	-612.68
a6	-22.07	8.51	0.00

Tabla 8 Valor de  $b_i$  según el coeficiente de variación.

CV	0,99 a 0,70	0,70 0,30	0,30 a 0,19
<b>b0</b>	2.307	2.343	-0.932
<b>b1</b>	-0.137	-0.150	2.157
<b>b2</b>	-0.075	-0.099	-0.780
<b>b3</b>	-0.013	0.003	0.113
<b>b4</b>	0.003	0.001	-0.009
<b>b5</b>	0.001	0.000	0.000
<b>b6</b>	0.000	0.000	0.000

Los datos obtenidos de la aplicación de dicha ecuación sobre los valores de precipitación obtenidos a través de las estaciones pluviométricas son:

Tabla 9. Valores de precipitación máxima asociada a un periodo de retorno según la distribución SQRT-ET max.

TR	Almadén de la Plata	Cazalla de la Sierra	Villanueva del Río y Minas	Alcalá del Río
<b>5</b>	76.00	80.57	68.61	59.74
<b>10</b>	97.32	103.19	83.17	67.55
<b>25</b>	127.60	134.60	103.38	77.91
<b>50</b>	151.36	160.42	118.99	86.16
<b>100</b>	178.81	188.51	137.88	94.71
<b>200</b>	205.75	217.90	156.01	102.55
<b>500</b>	237.73	257.13	189.20	121.80

#### 4.2.5. Test de Kolmogorov-Smirnov

El test Kolmogórov-Smirnov como se ha mencionado anteriormente, es una prueba no paramétrica que determina la bondad de ajuste de dos distribuciones de probabilidad entre sí. En función del resultado obtenido de dicho test, se puede determinar si la curva teórica planteada a través de los modelos estadísticos se aproxima a la curva real tomada de los datos de las estaciones pluviométricas.

Por parte del usuario, es necesario establecer ciertos parámetros de confianza de los datos escogidos con el fin de asegurar cierta precisión a la hora de obtener los datos necesarios. Para ello, se ha realizado el test de Kolmogórov-Smirnov a las cuatro distribuciones probabilísticas descritas anteriormente, en cada una de las estaciones dispuestas.

El test de Kolmogórov-Smirnov consiste en la comparación de una distribución de muestras obtenidas a partir de datos medidos in situ, con la comparación de una distribución teórica de la muestra. Si la distancia entre curvas resulta mayor que la tolerancia impuesta dentro del test de bondad, los resultados obtenidos a través de la distribución consultada deben ser rechazados o se debe modificar el factor de confianza dentro del test.

Para el cálculo de la curva correspondiente a la muestra obtenida, es necesario ordenar los elementos de mayor a menor, y establecer el número de los datos recogidos dentro de la muestra. La siguiente formulación establece la expresión de la curva muestral

$$F_s = 1 - \frac{i}{n}$$

Donde

- $i$  = posición del elemento analizado
- $n$  = número total de datos recogidos de la muestra

Una vez establecida la curva representativa de la muestra, es necesario establecer la curva teórica para cada distribución de los datos obtenidos. Los criterios de aceptación de cada distribución se basarán en un parámetro  $D$ . Dicho parámetro mide la diferencia que existe entre cada punto de la curva teórica y la curva real, en valor absoluto con el fin de establecer, en comparación con el nivel estadístico  $D$  calculado a partir del nivel de significación y el número de elementos dentro de la muestra.

$$D = \max(|F_s - F|)$$

Para el cálculo del nivel significación  $\alpha$ , se ha dispuesto un nivel del 95% de confianza, lo que supone, un nivel de 5% de significación. Para el cálculo del parámetro estadístico  $D$ , se ha entrado en la siguiente tabla con los valores 0.05 en el valor  $\alpha$  y 15 para el valor  $n$ .

Test de Kolmogorov-Smirnov sobre Bondad de Ajuste								
n	Nivel de significación $\alpha$							
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
1	0.90000	0.95000	0.97500	0.99000	0.99500	0.99750	0.99900	0.99950
2	0.68337	0.77639	0.84189	0.90000	0.92929	0.95000	0.96838	0.97764
3	0.56481	0.63604	0.70760	0.78456	0.82900	0.86428	0.90000	0.92065
4	0.49265	0.56522	0.62394	0.68887	0.73424	0.77639	0.82217	0.85047
5	0.44698	0.50945	0.56328	0.62718	0.66853	0.70543	0.75000	0.78137
6	0.41037	0.46799	0.51926	0.57741	0.61661	0.65287	0.69571	0.72479
7	0.38148	0.43607	0.48342	0.53844	0.57581	0.60975	0.65071	0.67930
8	0.35831	0.40962	0.45427	0.50654	0.54179	0.57429	0.61368	0.64098
9	0.33910	0.38746	0.43001	0.47960	0.51332	0.54443	0.58210	0.60846
10	0.32260	0.36866	0.40925	0.45562	0.48893	0.51872	0.55500	0.58042
11	0.30829	0.35242	0.39122	0.43670	0.46770	0.49539	0.53135	0.55588
12	0.29577	0.33815	0.37543	0.41918	0.44905	0.47672	0.51047	0.53422
13	0.28470	0.32549	0.36143	0.40362	0.43247	0.45921	0.49189	0.51490
14	0.27481	0.31417	0.34890	0.38970	0.41762	0.44352	0.47520	0.49753
15	0.26589	0.30397	0.33750	0.37713	0.40420	0.42934	0.45611	0.48182
16	0.25778	0.29472	0.32733	0.36571	0.39201	0.41644	0.44637	0.46750
17	0.25039	0.28627	0.31796	0.35528	0.38086	0.40464	0.43380	0.45540
18	0.24360	0.27851	0.30936	0.34569	0.37062	0.39380	0.42224	0.44234
19	0.23735	0.27136	0.30143	0.33685	0.36117	0.38379	0.41156	0.43119
20	0.23156	0.26473	0.29408	0.32866	0.35241	0.37451	0.40165	0.42085
21	0.22517	0.25858	0.28724	0.32104	0.34426	0.36588	0.39243	0.41122
22	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666	0.35782	0.38382	0.40223
23	0.21646	0.24746	0.27494	0.30728	0.32954	0.35027	0.37575	0.39380
24	0.21205	0.24242	0.26931	0.30104	0.32286	0.34318	0.36787	0.38588
25	0.20790	0.23768	0.26404	0.29518	0.31657	0.33651	0.36104	0.37743
26	0.20399	0.23320	0.25908	0.28962	0.30963	0.33022	0.35431	0.37139
27	0.20030	0.22898	0.25438	0.28438	0.30502	0.32425	0.34794	0.36473
28	0.19680	0.22497	0.24993	0.27942	0.29971	0.31862	0.34190	0.35842
29	0.19348	0.22117	0.24571	0.27471	0.29466	0.31327	0.33617	0.35242
30	0.19032	0.21756	0.24170	0.27023	0.28986	0.30818	0.33072	0.34672
31	0.18732	0.21412	0.23788	0.26596	0.28529	0.30333	0.32553	0.34129
32	0.18445	0.21085	0.23424	0.26189	0.28094	0.29870	0.32058	0.33611
33	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27577	0.29428	0.31584	0.33115
34	0.17909	0.21472	0.22743	0.25429	0.27271	0.29005	0.31131	0.32641
35	0.17659	0.20185	0.22425	0.25073	0.26897	0.28600	0.30597	0.32187
36	0.17418	0.19910	0.22119	0.24732	0.26532	0.28211	0.30281	0.31751
37	0.17188	0.19646	0.21826	0.24404	0.26180	0.27838	0.29882	0.31333
38	0.16966	0.19392	0.21544	0.24089	0.25843	0.27483	0.29498	0.30931
39	0.16753	0.19148	0.21273	0.23785	0.25518	0.27135	0.29125	0.30544

Figura 19. Valores teóricos del parámetro D.

El valor D estadístico corresponde a un valor **0.3375**.



4.2.5.1 Test de Kolmogórov-Smirnov: Almadén de la Plata

Mediante el análisis descrito anteriormente, se ha calculado el test de bondad sobre las cuatro distribuciones realizadas sobre los datos recogidos en Almadén de la Plata. Los resultados obtenidos han sido positivos respecto a las cuatro distribuciones, siendo todas aceptadas por el test. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

NORMAL	
<b>D</b>	0.127709129
<b>Nivel de confianza</b>	95
<b><math>\alpha</math></b>	0.05
<b>C</b>	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

GUMBEL	
<b>D</b>	0.130675536
<b><math>\alpha</math></b>	0.05
<b>C</b>	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

LOG-PEARSON TIPO III	
<b>D</b>	0.178081723
<b><math>\alpha</math></b>	0.05
<b>C</b>	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

SQRT-ET max.	
<b>D</b>	0.153151611
<b><math>\alpha</math></b>	0.05
<b>C</b>	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

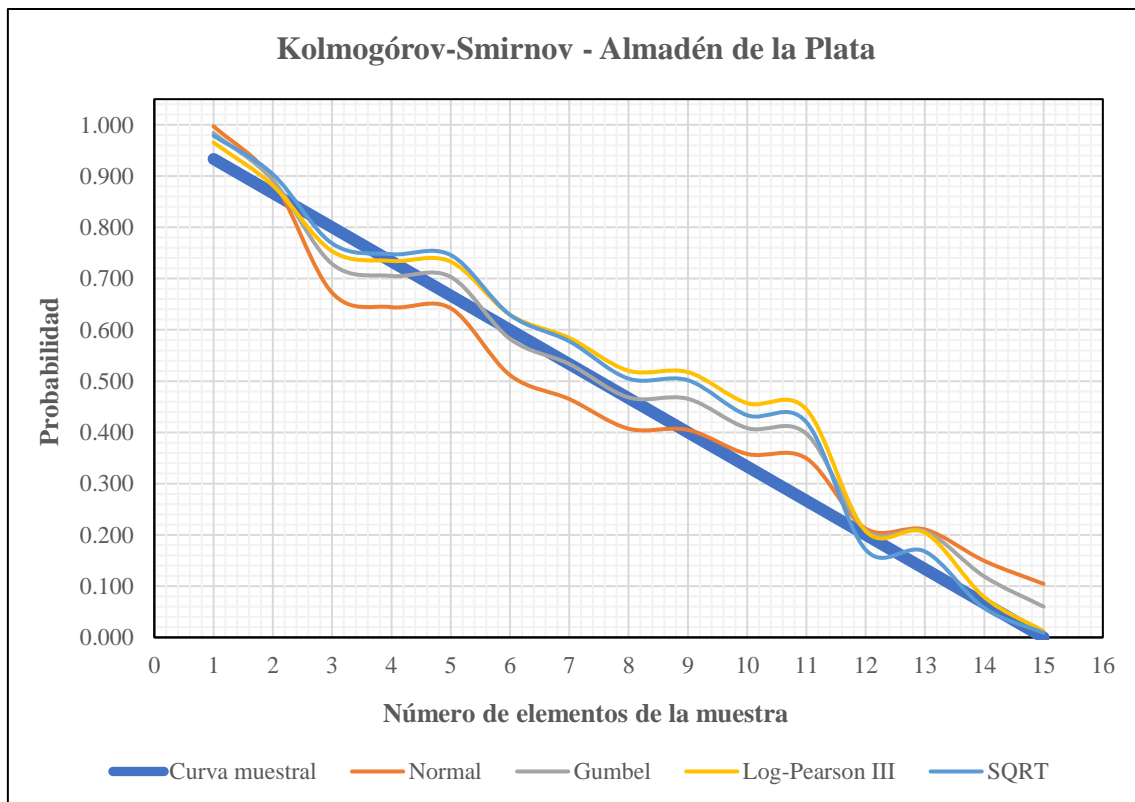


Figura 20. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Almadén de la Plata

**4.2.5.2 Test de Kolmogórov-Smirnov: Cazalla de la Sierra**

Aplicando el test de bondad Kolmogórov-Smirnov sobre los datos de la estación pluviométrica de Cazalla de la Sierra, los resultados han sido positivos para todas las distribuciones estudiadas. A continuación, se exponen los resultados.

NORMAL	
D	0.140749558
Nivel de confianza	95
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

GUMBEL	
D	0.275795731
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

LOG-PEARSON TIPO III	
D	0.134820063
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

SQRT-ET max.	
D	0.124532419
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

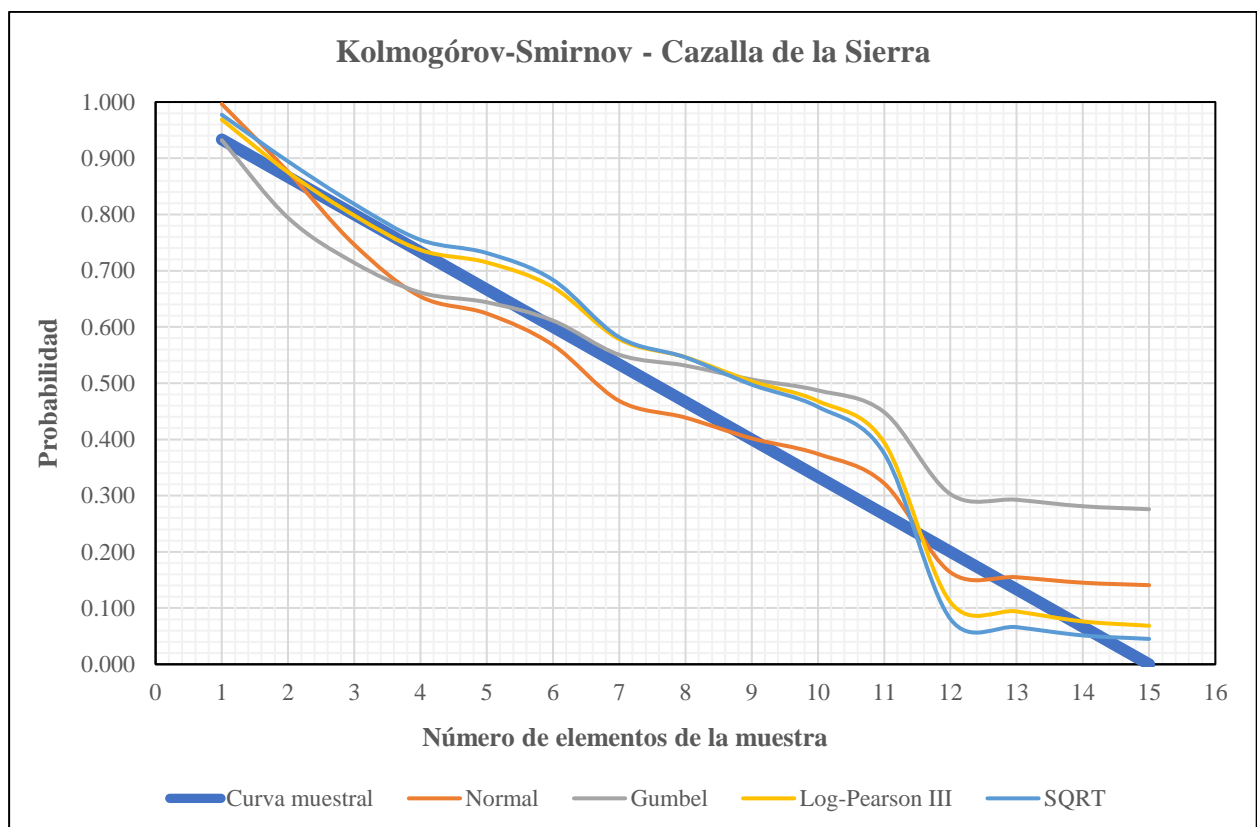


Figura 21. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Cazalla de la Sierra

**4.2.5.3 Test de Kolmogórov-Smirnov: Villanueva del Río y Minas**

Aplicando el test de bondad Kolmogórov-Smirnov sobre los datos de la estación pluviométrica de Villanueva del Río y Minas, los resultados obtenidos aceptan todas las distribuciones estudiadas para las muestras obtenidas. A continuación, se exponen los resultados.

NORMAL	
D	0.146289404
Nivel de confianza	95
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

GUMBEL	
D	0.333126804
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

LOG-PEARSON TIPO III	
D	0.138394781
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

SQRT-ET max.	
D	0.161566684
$\alpha$	0.05
C	0.3375
<b>SE ACEPTA</b>	

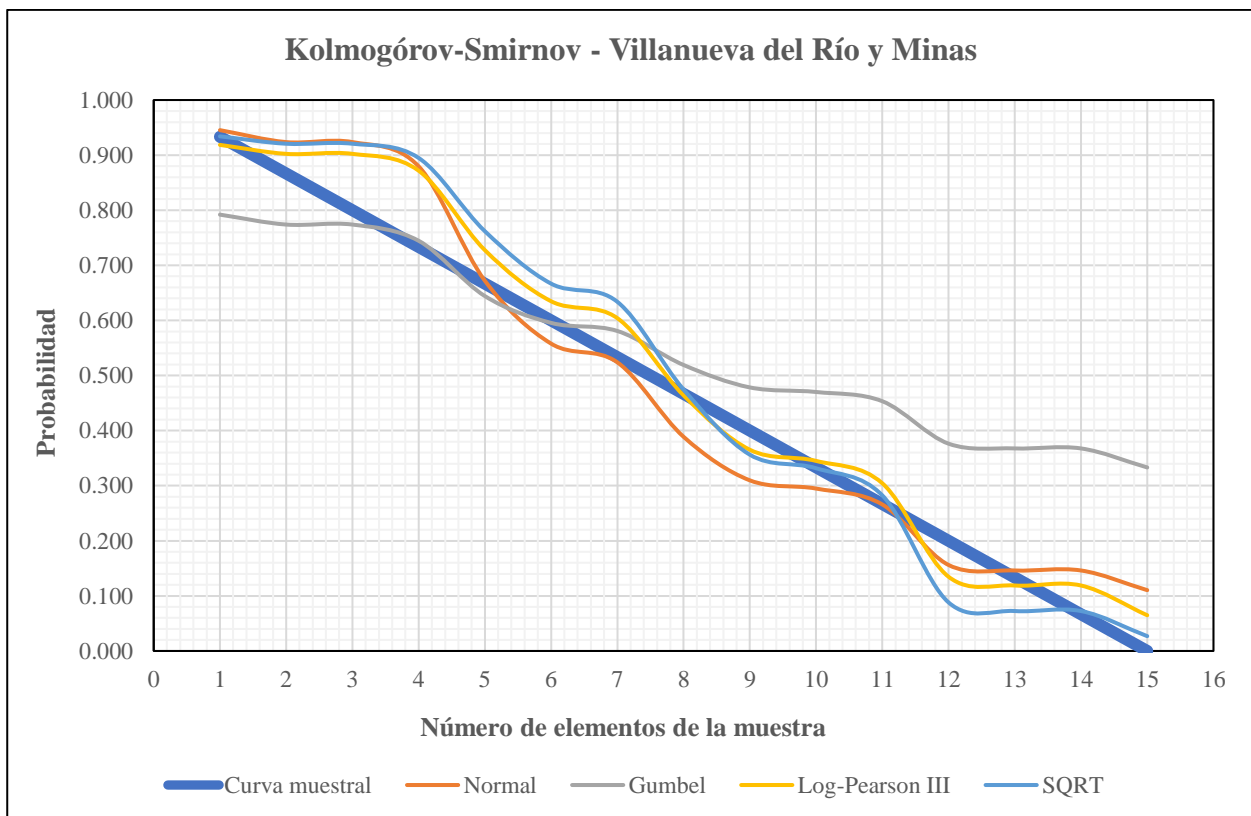


Figura 22. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Villanueva del Río y Minas

**4.2.5.4. Test de Kolmogórov-Smirnov: Alcalá del Río**

El test de bondad Kolmogórov-Smirnov aplicado sobre los datos de Alcalá del Río ha dado resultados dispares para la distribución de Gumbel, ya que el D obtenido sobrepasa el valor D estadístico obtenido a través de las tablas mencionadas anteriormente. Por ello, no se acepta la muestra. Sin embargo, dado que el valor máximo de precipitación que aportaba dicha distribución a los periodos de retorno obtenido era el periodo de 10 años, y no entra dentro de este estudio, se puede establecer que los datos de esta estación son válidos.

NORMAL	
D	0.161352591
Nivel de confianza	95
$\alpha$	0.05
C	0.3375
SE ACEPTA	

GUMBEL	
D	0.422155638
$\alpha$	0.05
C	0.3375
NO SE ACEPTA	

LOG-PEARSON TIPO III	
D	0.136091757
$\alpha$	0.05
C	0.3375
SE ACEPTA	

SQRT-ET max.	
D	0.173706754
$\alpha$	0.05
C	0.3375
SE ACEPTA	

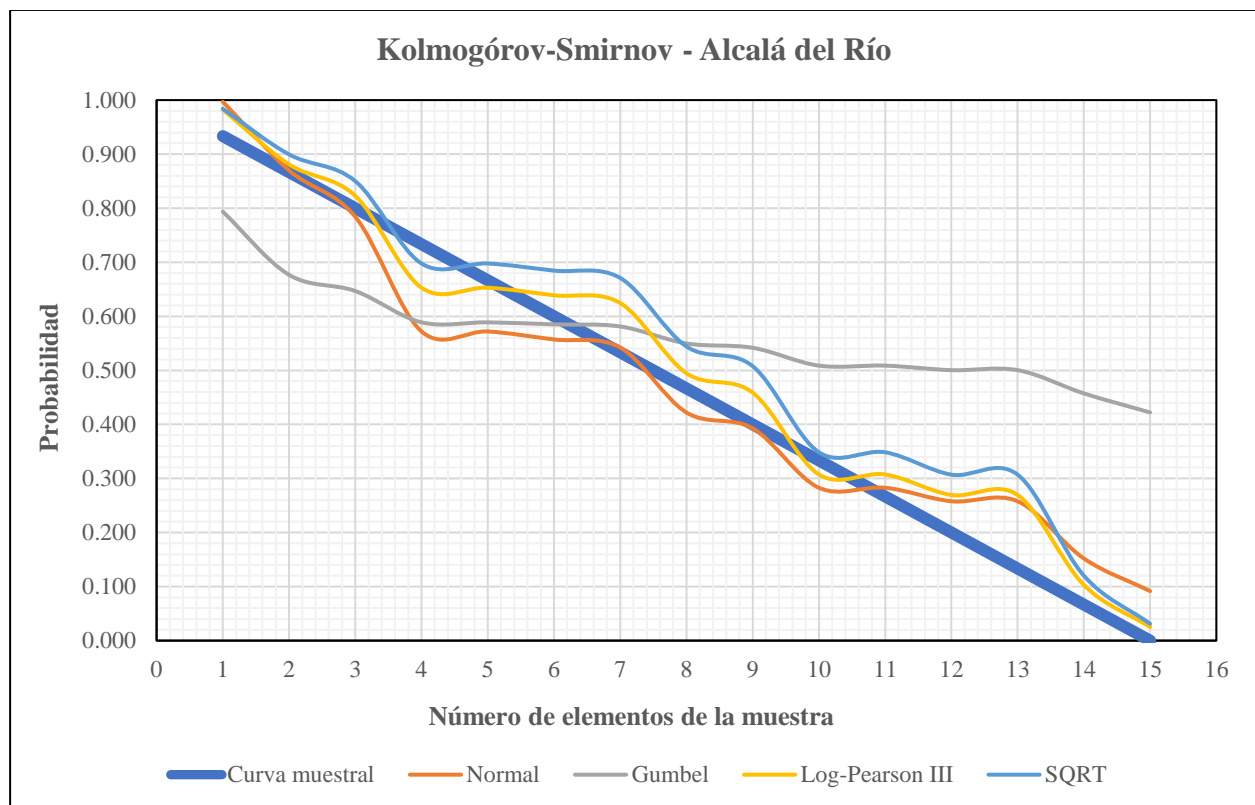


Figura 23. Test de Kolmogórov-Smirnov para la estación de Alcalá del Río.

#### 4.2.6. Área de influencia

Es necesario establecer el área de influencia de cada estación pluviométrica dentro de la cuenca del río Viar, con el objetivo de establecer una precipitación total asociada a los datos estadísticos para cada periodo de retorno. Para ello, es necesario acudir a la herramienta de los polígonos de Thiessen con el objeto de calcular dichas áreas y establecer su porcentaje de influencia sobre el área de la cuenca total.

Para ello, se ha hecho uso del software QGIS, en el cual, se han localizado las estaciones pluviométricas pertinentes a las cuatro localidades mencionadas anteriormente, y mediante el análisis vectorial de las misma, se han establecido los polígonos de Thiessen correspondientes a la cuenca. A continuación, se muestra una imagen con su representación.

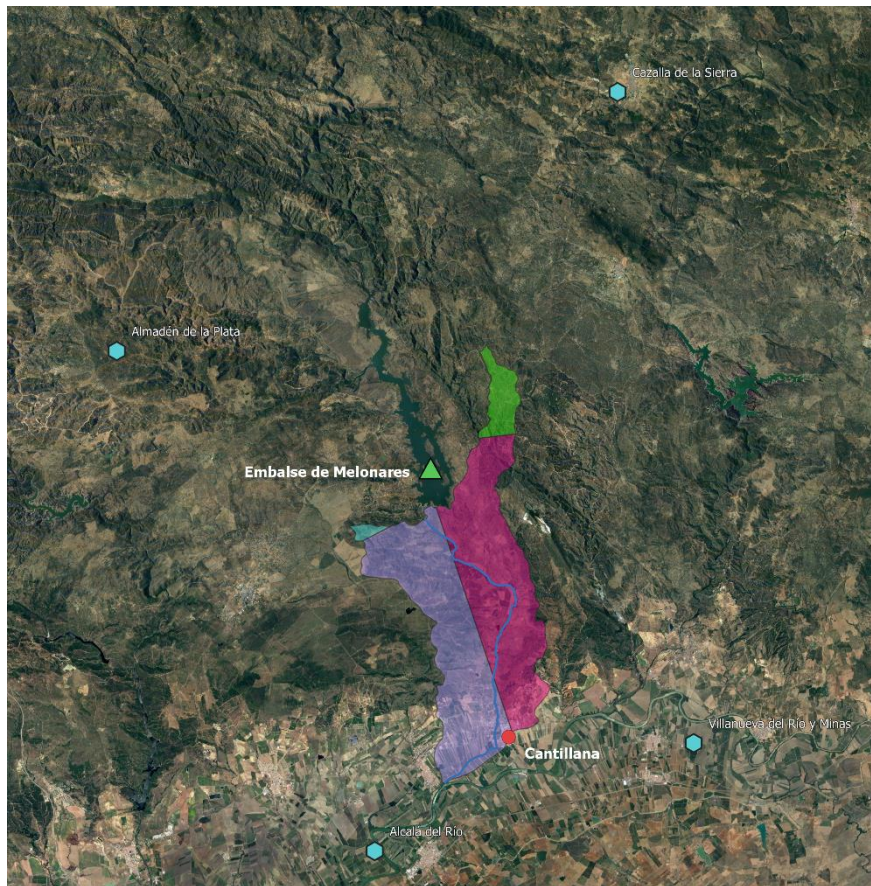


Figura 24. Área de influencia de cada estación.

Posteriormente, se ha calculado, mediante la tabla de atributos de la capa de los polígonos de Thiessen, el área de influencia de cada estación, y se ha realizado la distribución de las precipitaciones asociadas al área de influencia de cada localidad sobre la cuenca total mediante la siguiente formulación.

$$P(T) = \frac{1}{A_T} \cdot \sum P_n \cdot A_n$$

Tabla 10. Precipitación máxima según las áreas de influencia.

Periodo de retorno	Estación	Área de influencia	Precipitación
<b>MCO</b>	Almadén de la Plata	1.525	70.87
	Cazalla de la Sierra	6.896	
	Villanueva del Río y Minas	49.188	
	Alcalá del Río	44.858	
<b>100</b>	Almadén de la Plata	1.525	126.42
	Cazalla de la Sierra	6.896	
	Villanueva del Río y Minas	49.188	
	Alcalá del Río	44.858	
<b>500</b>	Almadén de la Plata	1.525	166.51
	Cazalla de la Sierra	6.896	
	Villanueva del Río y Minas	49.188	
	Alcalá del Río	44.858	

### 4.3. Cálculo de los hietogramas de proyecto

Establecidas las precipitaciones máximas mediante el Mapa de Lluvias Diarias en la España Peninsular, y los análisis estadísticos sobre las estaciones pluviométricas, es necesario establecer una comparativa entre ambos métodos y escoger los valores de precipitación máximo para periodo de retorno.

Tabla 11. Precipitación máxima asociada a distintos periodos de retorno.

Periodo de retorno	Mapas	Estadística	Máximo
<b>MCO</b>	68.60	70.87	70.87
<b>100</b>	126.06	126.42	126.42
<b>500</b>	161.95	166.51	166.51

Los valores máximos de precipitación resultan del análisis estadístico de los datos obtenidos a través de las estaciones pluviométricas.

Para la obtención de los hidrogramas asociados a los periodos de retorno estudiados, es necesario previamente, el cálculo de los hietogramas de proyecto a partir de las precipitaciones máximas obtenidas. Para ello, se seguirá el procedimiento establecido por la norma 5.2 - IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras.

El primer paso dentro de la metodología establecida en la Norma 5.2-IC, es el cálculo de la Intensidad Media Diaria, a partir de los máximos de precipitación diaria obtenidos. Para ello, la formulación seguida es la siguiente

$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A}{24}$$

Donde

- $P_d$ : precipitación máxima diaria asociada a un periodo de retorno T
- $K_A$ : factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

El factor  $K_A$  debe tenerse solo en cuenta en cuencas que presenten una extensión superior a 1 km<sup>2</sup>. Dado que la cuenca de este estudio posee 102.54 km<sup>2</sup>, se debe aplicar dicho coeficiente. La formulación de este es la siguiente:

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15}$$

Los valores de intensidad media diaria obtenidos han sido los siguientes a través de la metodología descrita anteriormente son:

Tabla 12. Intensidad media diaria asociada a distintos periodos de retorno.

Periodo de retorno	Intensidad media diaria (I <sub>d</sub> )
MCO	2.56
100	4.56
500	6.01

Una vez obtenidos los valores de intensidad media diaria, es necesario acudir a la Norma 5.2-IC con el objeto de establecer el siguiente paso para el cálculo de los hietogramas. Se especifica que para el cálculo del volumen acumulado que permite la determinación de dicho hietograma, es necesario la obtención del parámetro de factor de intensidad  $F_a$ . Dicho factor se calcula de la siguiente manera:

$$F_a = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 \cdot t^{0,1}}$$

donde

- $I_1/I_d$ : Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida.
- t: duración del aguacero. Se ha tomado un incremento de 15 minutos para el cálculo de este.

El índice de torrencialidad se puede estimar mediante la figura 2.4 de la Norma 5.2 IC, en la que se estipula regionalmente los índices de torrencialidad asociados a cada zona del territorio español. A continuación, se dispone dicho mapa y el valor asociado a dicho índice ( $I_1/I_d = 9$ )

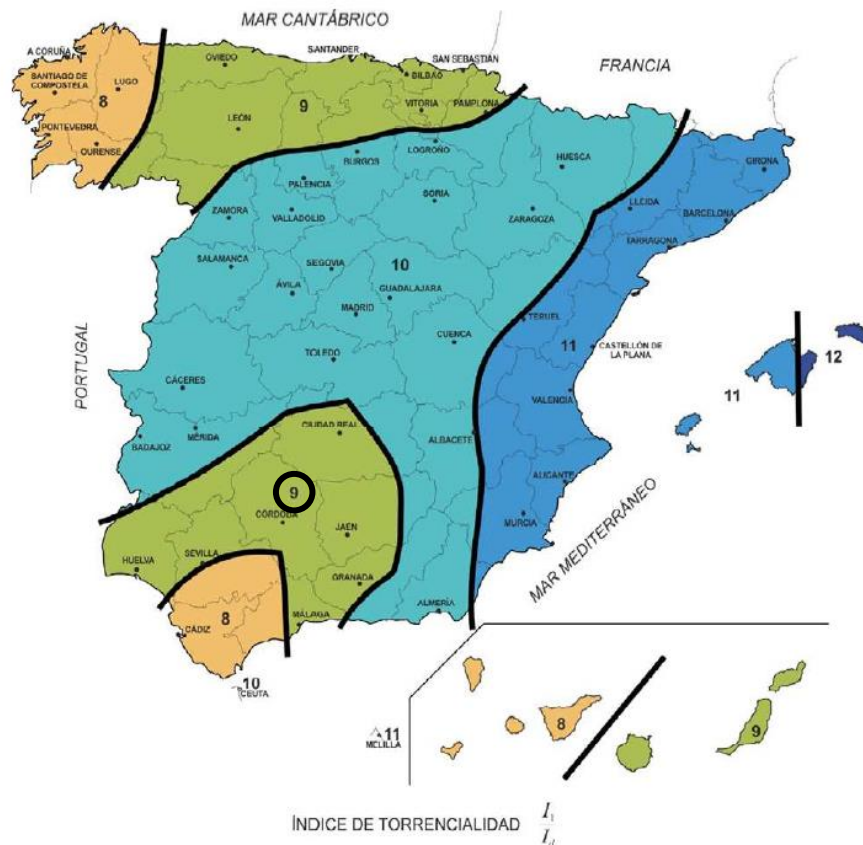


Figura 24. Índice de torrencialidad regional.

El cálculo de la intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno  $T$ , se estima como el producto de la intensidad media diaria  $I_d$  por el factor de intensidad  $F_a$ . A partir de la intensidad de precipitación, multiplicado por la duración del intervalo del hietograma, se consigue el volumen acumulado de lluvia, el cual ordenado, con su valor máximo en el centro, y alternando valores, de mayor a menor, de derecha a izquierda, obtenemos el hietograma de proyecto asociado a un periodo de retorno.

Para el cálculo de los hietogramas de proyecto se ha dispuesto que la duración de la lluvia será igual al tiempo de concentración de la cuenca, con el fin de asegurar que el hidrograma llega a su máximo posible. El valor del tiempo de concentración de la cuenca se calcula mediante la siguiente ecuación desarrollada por la Norma 5.2 IC:

$$t_c = 0.3 \cdot L_c^{0.76} \cdot J_c^{-0.19}$$

donde

- $L_c$ : longitud del cauce
- $J_c$ : pendiente media del cauce

El valor del tiempo de concentración ha resultado de 9,77 horas.

En los anejos de este documento se dispondrán las tablas Excel realizadas, con todos los cálculos pormenorizados realizados para la obtención de los hietogramas.



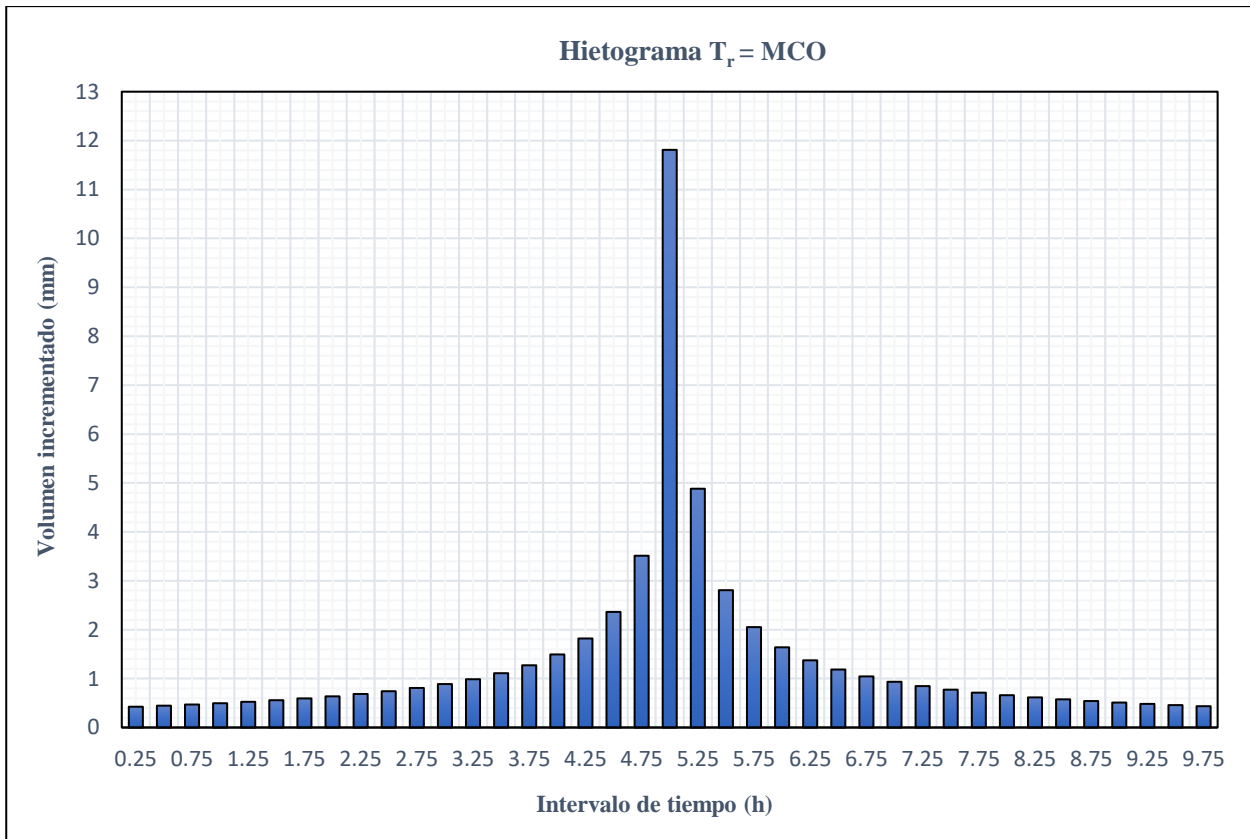


Figura 25. Hietograma asociado a un periodo de retorno igual a MCO.

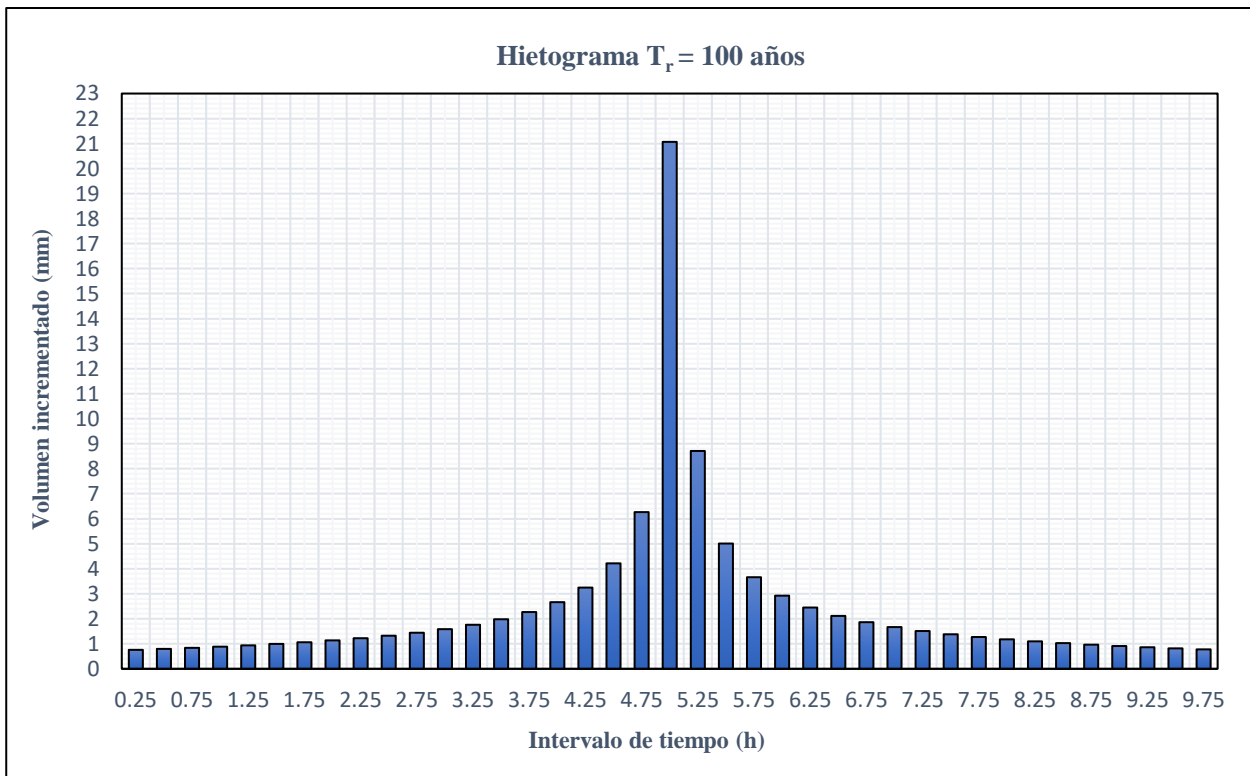


Figura 26. Hietograma asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.

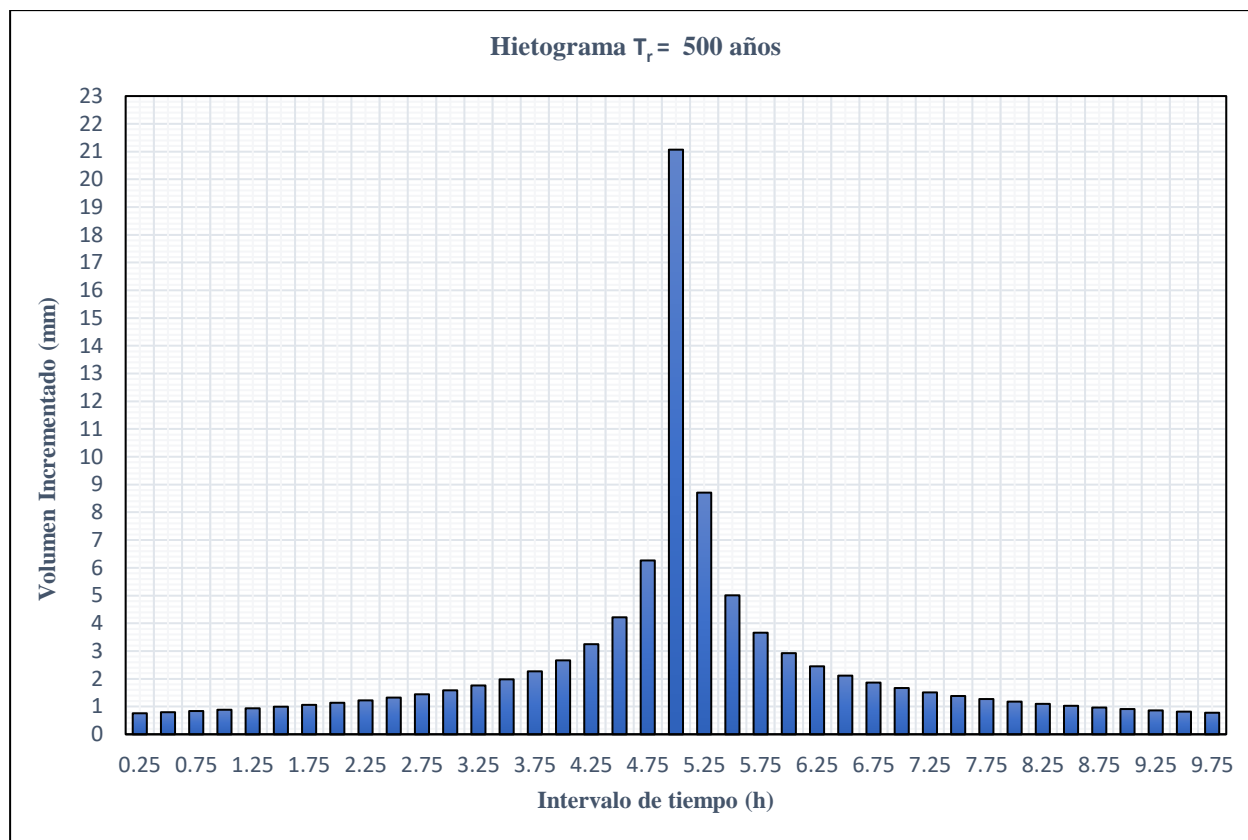


Figura 27. Hietograma asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.

#### 4.4. Cálculo de los hidrogramas de proyecto

Este apartado está dedicado al cálculo de los hidrogramas de proyecto a partir de los hietogramas obtenidos en el apartado anterior. Para ello, se debe establecer en primer lugar, la abstracción inicial del terreno.

Se establece en los modelos hidrológicos, que el terreno tiene cierta capacidad de absorción de agua procedente de las precipitaciones antes de llegar a saturarse, y el agua comience a deslizarse a través de la superficie del terreno, generando escorrentía superficial. Esta escorrentía que se forma por este proceso natural constituirá en su sumatorio a lo largo de la duración de la lluvia, el hidrograma efectivo que se produce a lo largo de la cuenca. Esta capacidad de absorción de agua por parte del terreno se denomina abstracción inicial. La determinación de dicho factor viene dada por múltiples variables: la saturación del terreno, la pendiente, el uso de suelo, etc.

Para el cálculo de este factor se requieren principalmente tres datos: el uso de suelo, la pendiente del terreno y el área ocupada por dicho uso. Como se ha mencionado en el apartado 3.2.2, a través del proyecto Corine Land Cover, se ha podido disponer de los usos de suelo asociados a la zona en cuestión, y junto con cierto estudio realizado a través del software ArcGIS, se ha podido disponer de la pendiente media de las zonas ocupadas y el área que engloban el total de la cuenca del río Viar.

La Norma 5.2-IC establece en su tabla 2.4 los valores de umbral de escorrentía (o abstracción inicial) asociados a los usos de suelo, en función de la pendiente y el grupo hidrológico, establecido regionalmente por la figura 2.7 de este documento. En el caso que atañe a este documento, el grupo hidrológico establecido es el grupo C con infiltración lenta y drenaje lento.

Para el cálculo de la abstracción inicial del terreno a partir del umbral de escorrentía de cada terreno, se debe seguir la siguiente formulación:

$$I_a = \frac{\sum_1^i P_{0i} \cdot A_i}{\sum_1^i A_i}$$

El valor del umbral de escorrentía establecido para este terreno es de 17,23 mm.

Obtenidos los valores de abstracción inicial del terreno, es necesario calcular la precipitación efectiva producida por la lluvia. Este valor se obtiene de comparar el hietograma obtenido anteriormente, con la abstracción inicial. Si volumen incrementado ordenado no supera el valor de la abstracción inicial, se considera que no se genera escorrentía. Una vez superado el valor del umbral de escorrentía, se considera que el agua empieza a generar escorrentía, denominada precipitación efectiva, calculada a través de la siguiente ecuación:

$$P_n = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4 \cdot P_0}$$

En los anejos del documento se dispondrá las tablas con las precipitaciones efectivas calculadas para cada periodo de retorno, así como las precipitaciones efectivas incrementadas o precipitaciones netas

El hidrograma de proyecto se calculará mediante el hidrograma triangular unitario de la cuenca desarrollado por Témez. El hidrograma unitario consiste en el hidrograma que se generaría en una cuenca si se aplicara una lluvia de 1 mm. Se trata de un hidrograma sencillo, en el que se distinguen dos ramas principales: la rama ascendente, cuyo fin es el caudal punta de la escorrentía y la rama descendente hasta alcanzar el valor cero. El objeto de la obtención de dicho hidrograma consiste en el cálculo de las funciones que dominan ambas ramas, con la finalidad de obtener los valores de caudal asociados a cada hora.

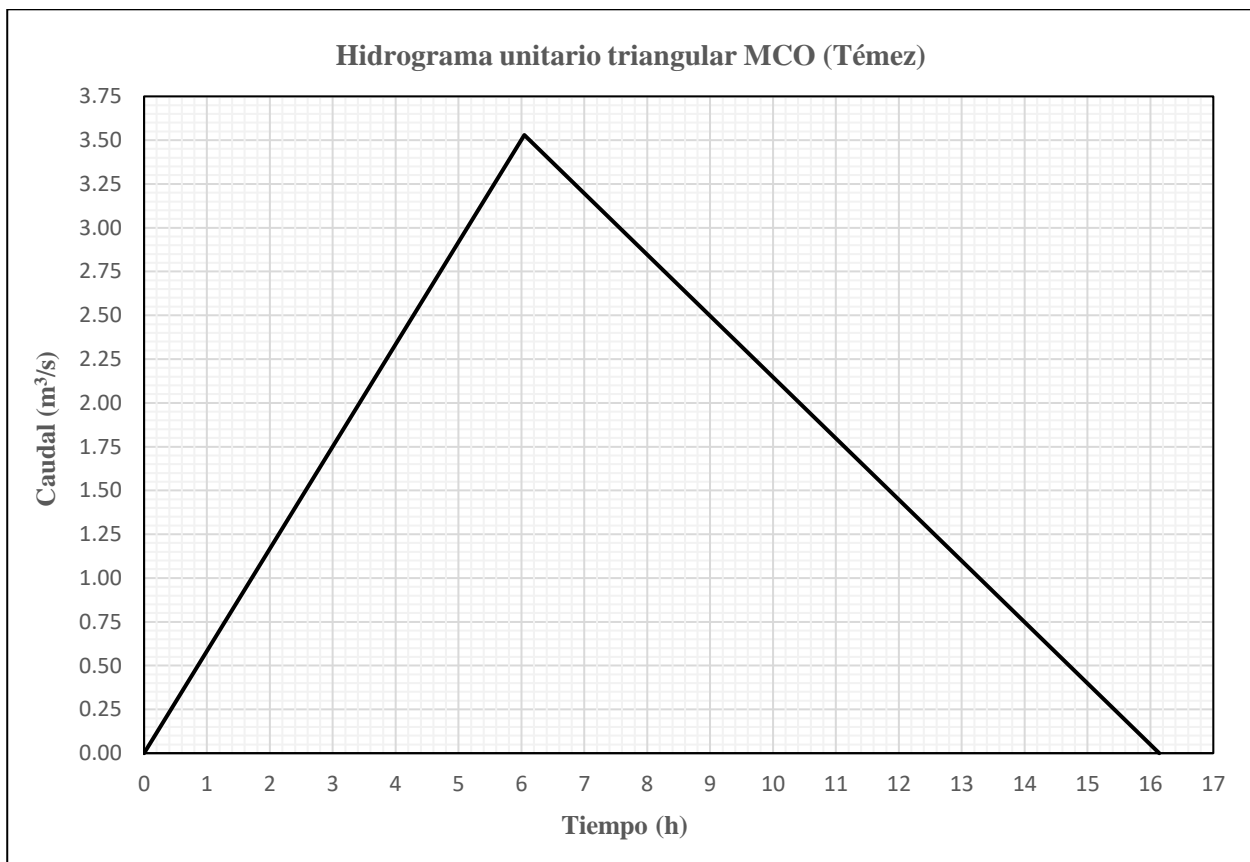


Figura 28. Hidrograma Unitario Triangular asociado a un periodo de retorno igual a MCO

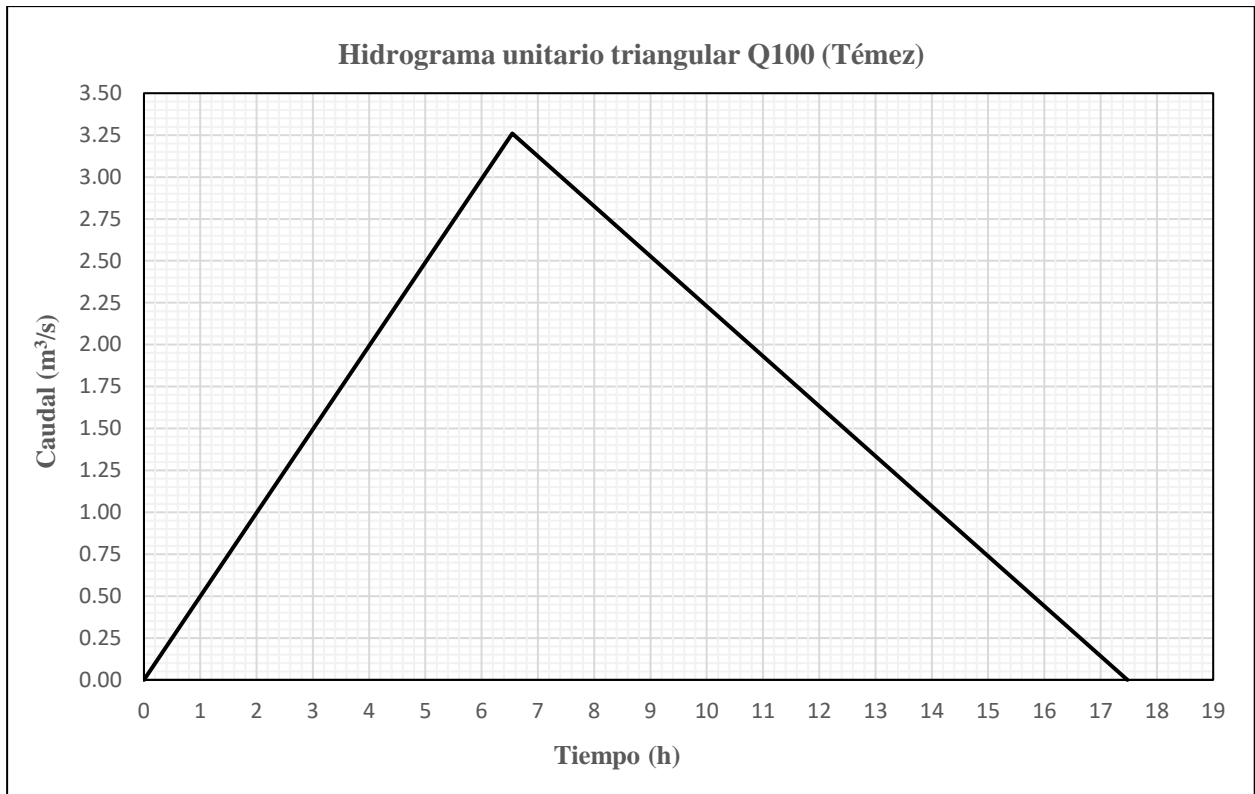


Figura 29. Hidrograma Unitario Triangular asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.

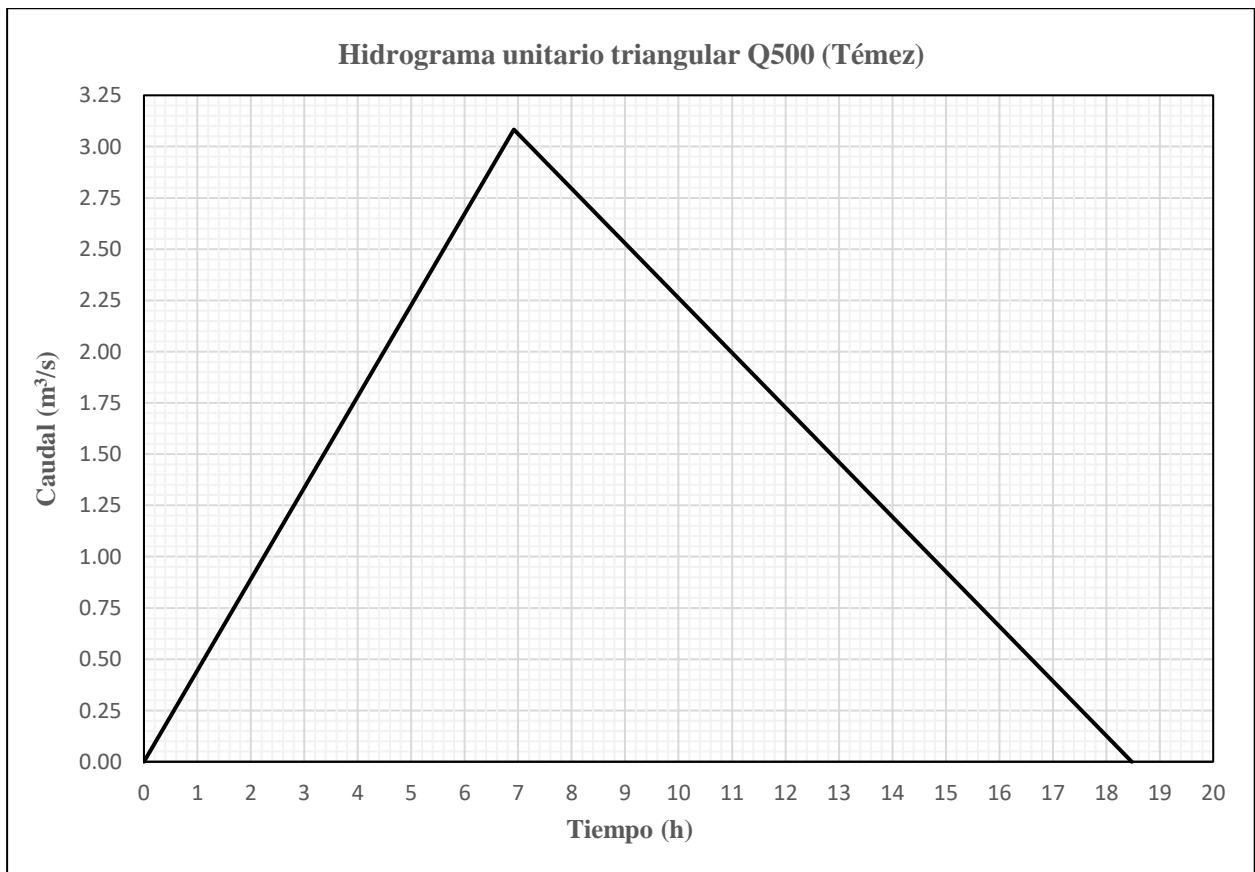


Figura 30. Hidrograma Unitario Triangular asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.

El cálculo del hidrograma final del proyecto resultará del producto de la discretización de los valores del hidrograma unitario de Témex obtenidos anteriormente, por los valores de precipitación neta de la lluvia para cada periodo de retorno.

Mediante un sumatorio establecido cada intervalo de tiempo de cálculo, se establece los efectos de cada bloque de precipitación sobre la cuenca, de forma que se establece cierta proporcionalidad entre una lluvia unitaria, y una lluvia asociada a unos periodos de retorno y desarrollada mediante los procesos explicados en este documento. Con ello se consigue establecer el hidrograma final correspondiente a la lluvia asociada a cada periodo de retorno estudiado.

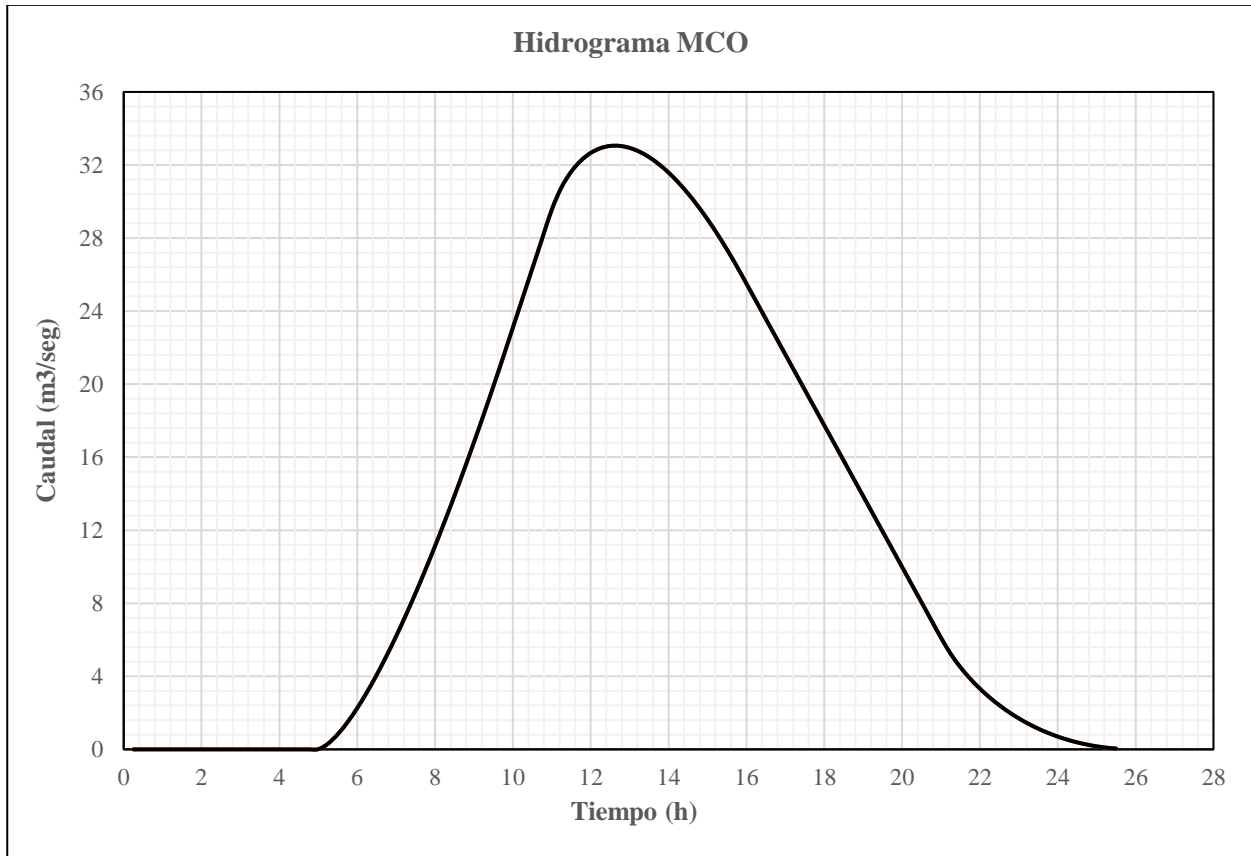


Figura 31. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a MCO

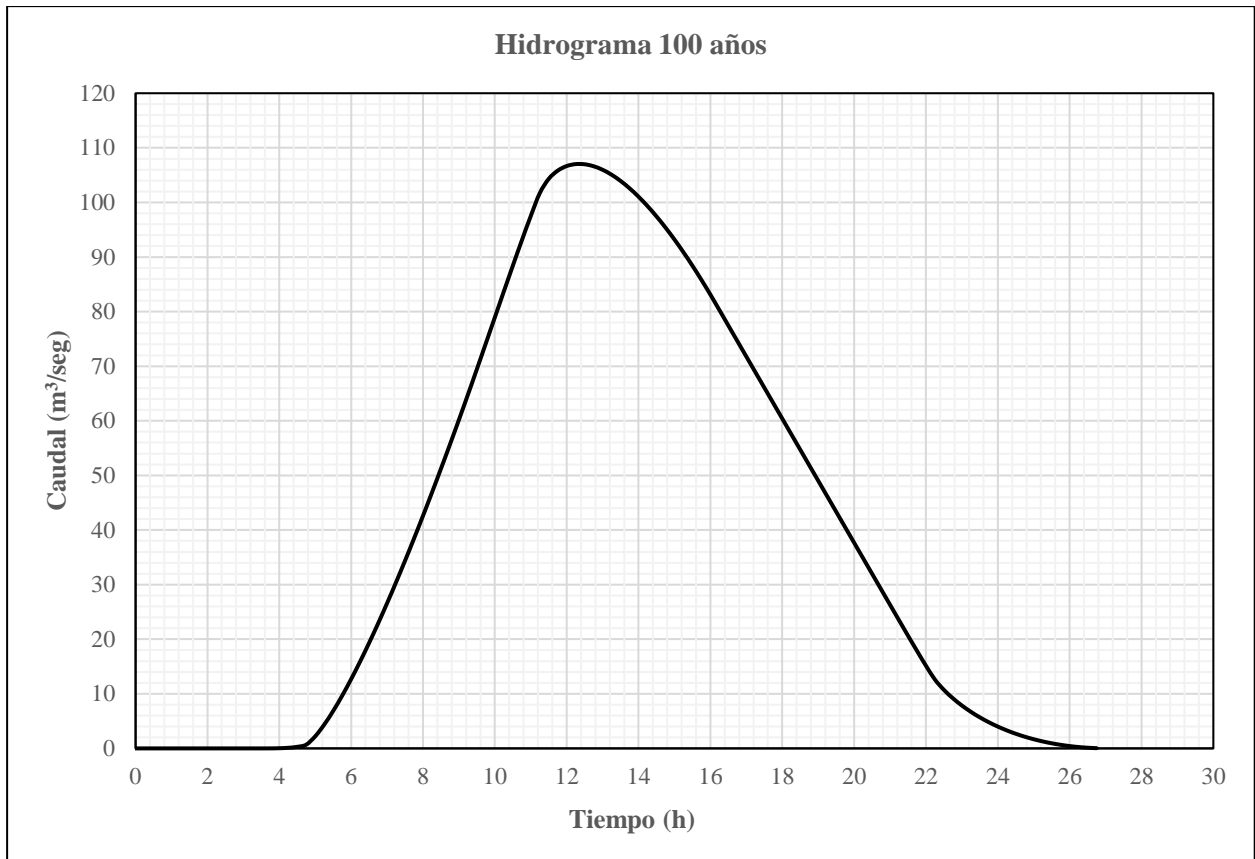


Figura 32. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.

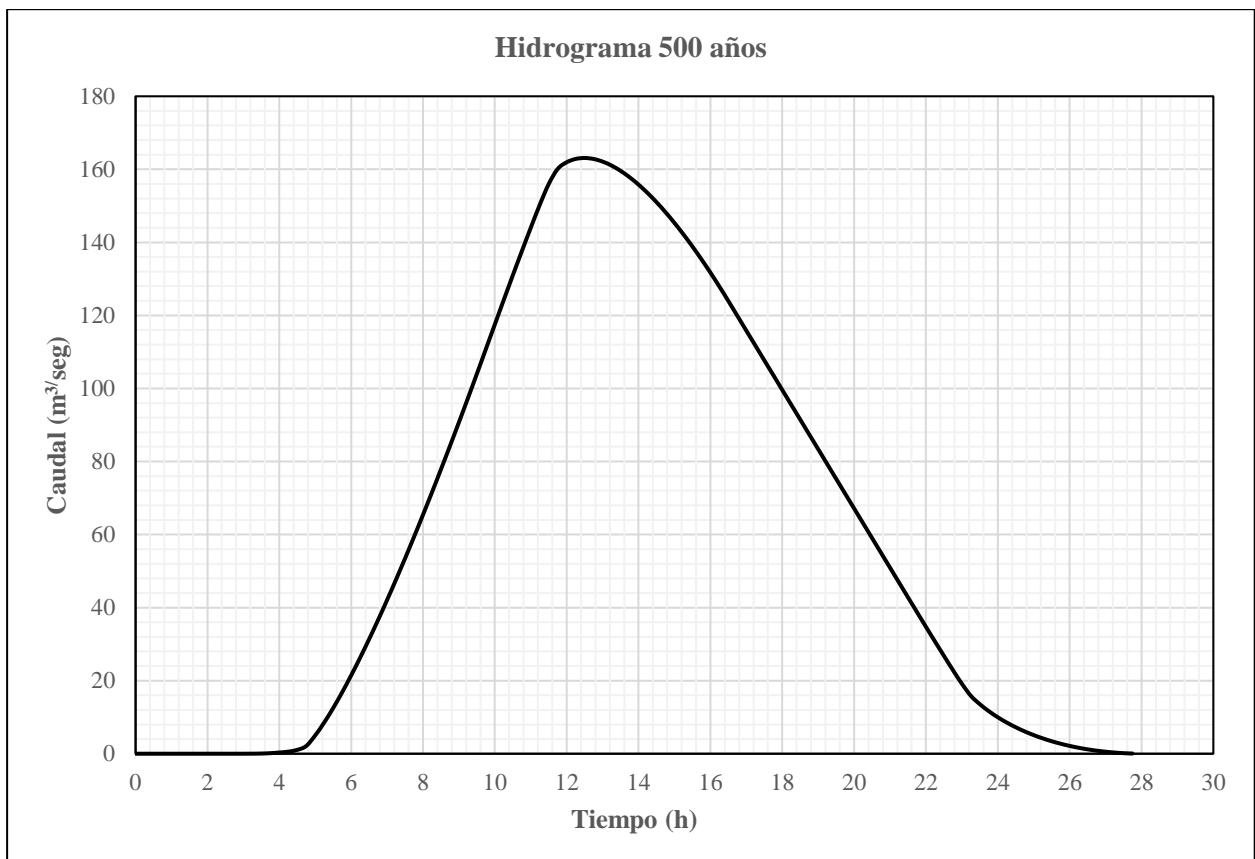


Figura 33. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.

## 4.5. HEC-HMS

El programa HEC-HMS es un sistema de modelización de cuencas, en el, que a través de modelos matemáticos representando partes del ciclo hidrológico completo, es capaz de establecer los hidrogramas asociados a dichas características hidrológicas del modelo. Se ha hecho uso de este software con el objeto de obtener una comparativa entre los hidrogramas obtenidos a partir del método anteriormente explicado, y los hidrogramas obtenidos a partir de este software, con el fin de establecer cual ofrece una situación más desfavorable asociada al mismo periodo de retorno.

La caracterización de la cuenca se realiza mediante la introducción de los parámetros establecidos anteriormente en otros apartados, así como la introducción de una serie de preferencias dentro de la interfaz del usuario, con el objeto de asimilar los métodos de obtención del hidrograma, a los métodos usados mediante el software Excel.

Ha sido necesario la inclusión de las características de la cuenca, tales como el área de esta o el hietograma calculado con anterioridad, a través de los datos de precipitación obtenidos. A su vez, ha sido también necesario la introducción de los siguientes parámetros:

- SCS Curve Number

Número de curva perteneciente al Soil Conservation Service (SCS), que establece la precipitación efectiva a partir de la lluvia incrementada, el uso de suelo, la cubierta del terreno y la humedad de este. Se obtiene a partir de la abstracción inicial mediante la siguiente formulación

$$CN = \frac{25400}{254 + \frac{I_a}{0.2}}$$

- SCS Unit Hydrograph

Corresponde a una parametrización de un hidrograma unitario desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS). Es el modelo elegido para el cálculo del hidrograma a través de HEC-HMS.

- Lag Time

Tiempo desde el centro de masa del exceso de lluvia hasta el pico del hidrograma. Para el SCS Unit Hydrograph corresponde a 0.6 veces el tiempo de concentración de la cuenca.

La ejecución del modelo a través de la introducción de los parámetros descritos anteriormente ha dado como resultado los siguientes hidrogramas asociados a cada periodo de retorno

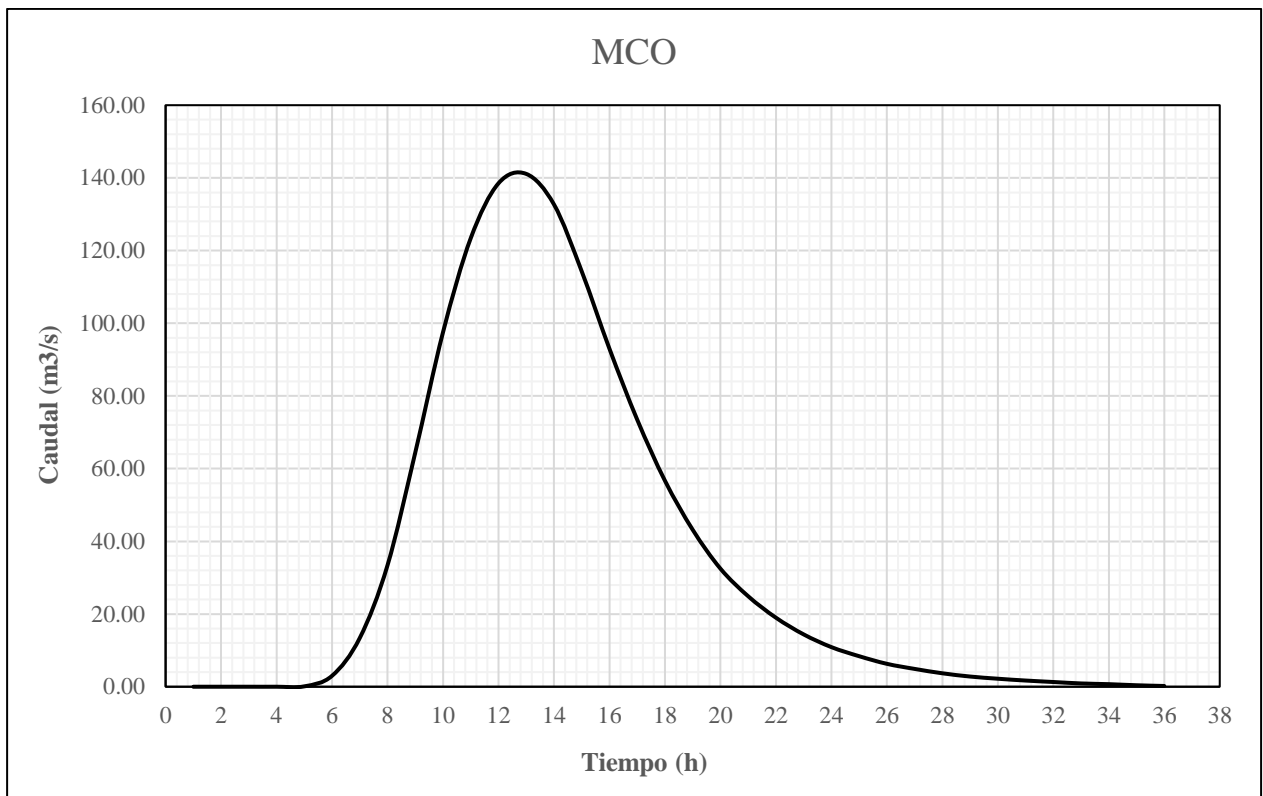


Figura 34. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a MCO en HEC-HMS

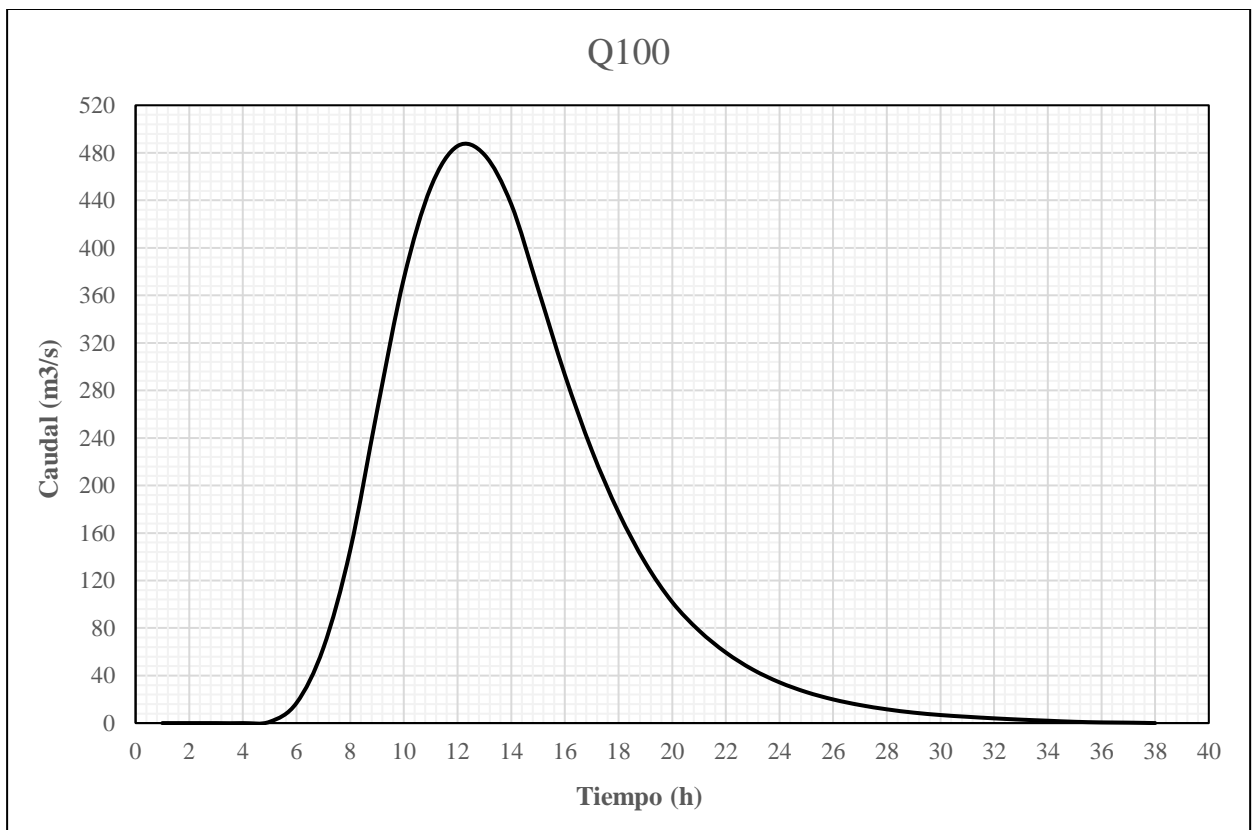


Figura 35. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 100 años en HEC-HMS



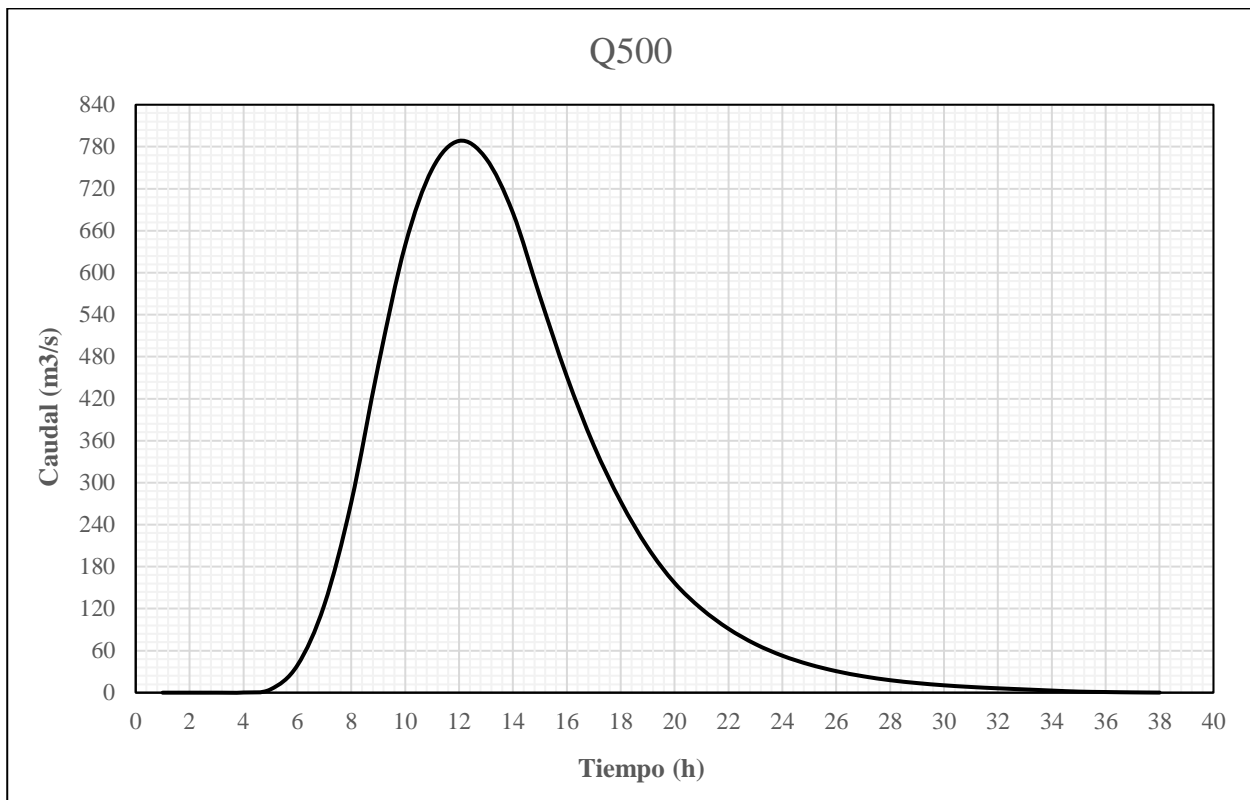


Figura 36. Hidrograma asociado a un periodo de retorno igual a 500 años en HEC-HMS

Cabe destacar que los hidrogramas calculados a través de HEC-HMS son de una magnitud mayor que los hidrogramas calculados a través de los métodos establecidos anteriormente. En consecuencia, serán estos los que se utilicen para el cálculo final de los hidrogramas totales de la cuenca.

#### 4.6. Hidrogramas finales

A lo largo de este documento se ha descrito el interés que suscitaba la localización del Embalse de Melonares, en la cabecera del río Viar, dado que, a los hidrogramas de la cuenca se les debía añadir los hidrogramas correspondientes al aliviadero de la presa para cada periodo de retorno asociados.

Por ello, una vez se han obtenido los hidrogramas asociados a la cuenca, es necesario, como paso final, la adición de los hidrogramas referidos al aliviadero.

A continuación, se mostrará el sumatorio final de ambos correspondiente a los hidrogramas usados para los modelos hidráulicos.

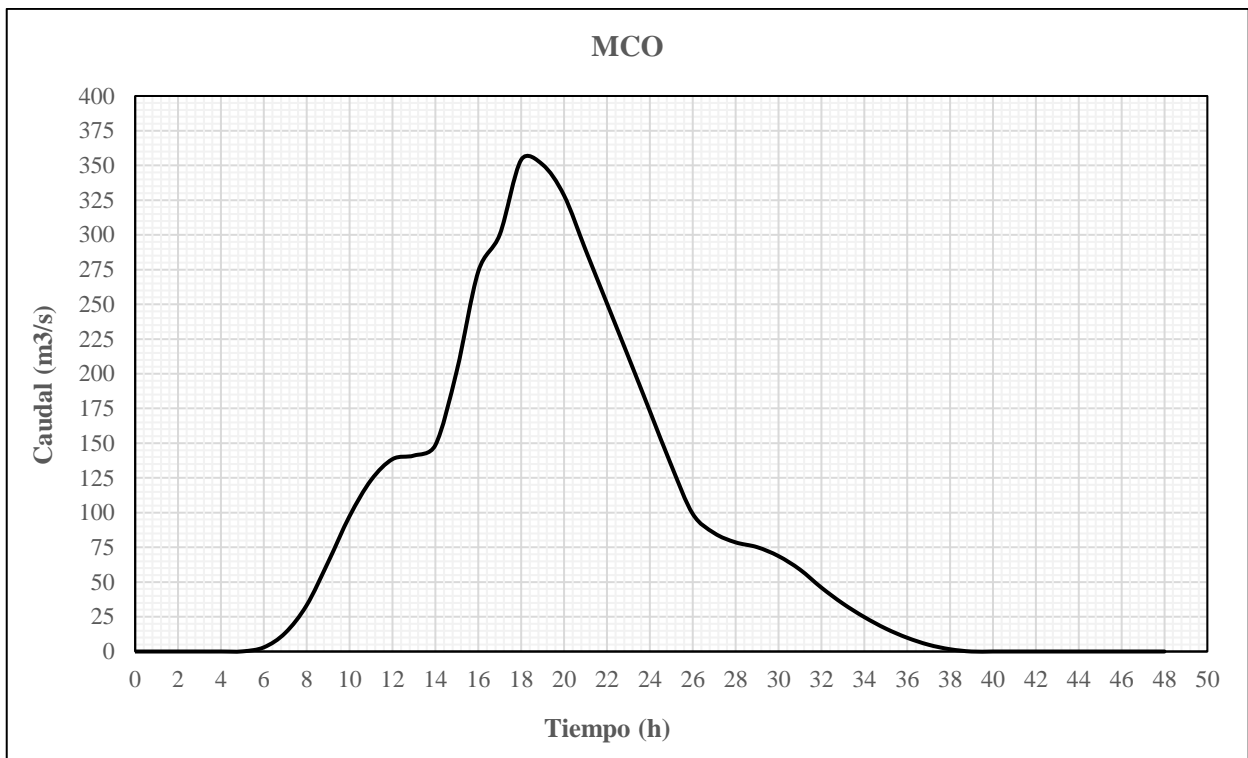


Figura 37. . Hidrograma final asociado a un periodo de retorno igual a MCO.

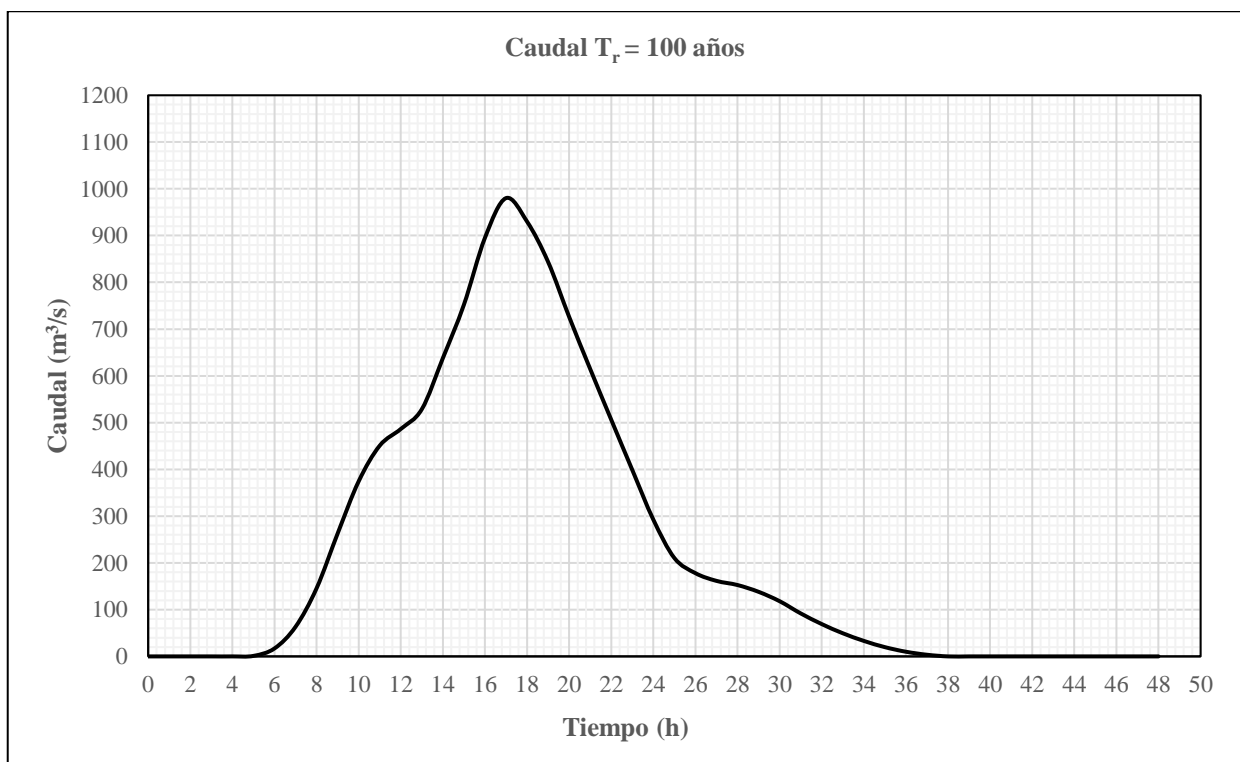


Figura 38. Hidrograma final asociado a un periodo de retorno igual a 100 años.

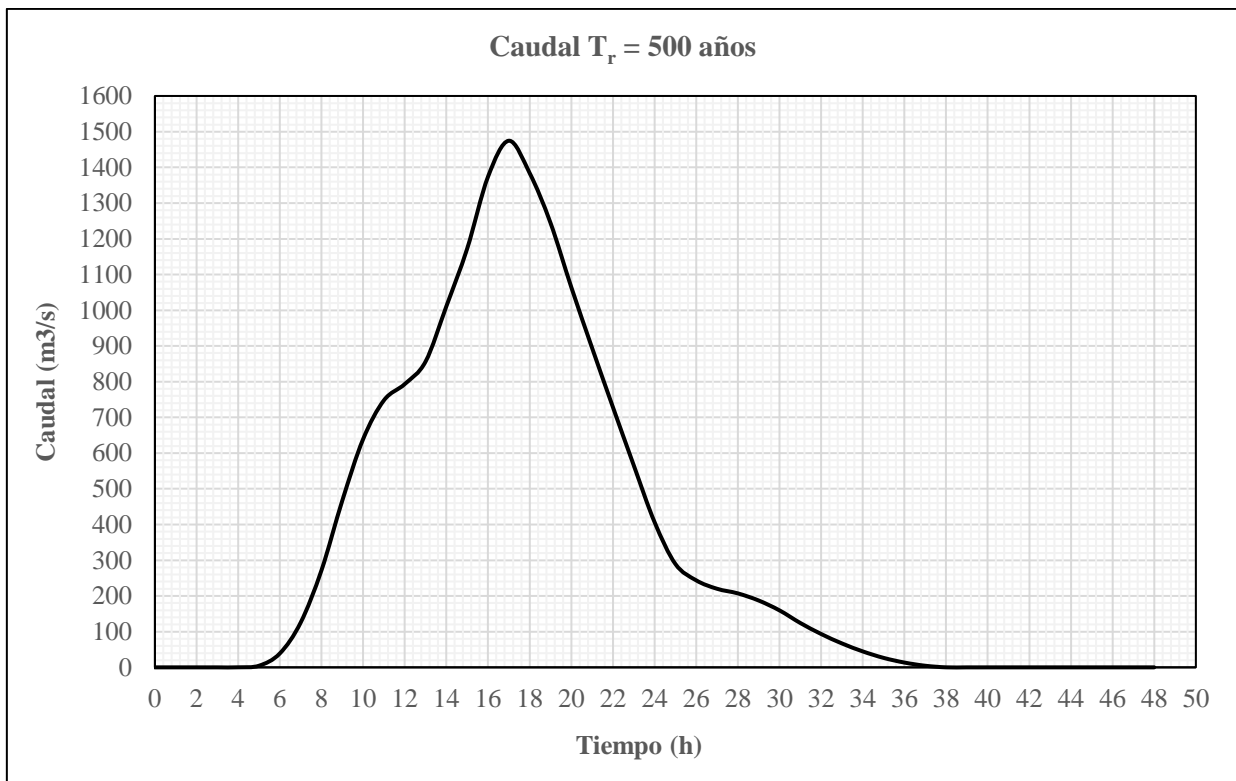


Figura 39. Hidrograma final asociado a un periodo de retorno igual a 500 años.

## 5 ESTUDIO HIDRODINÁMICO

---

Este apartado tiene como objeto estudiar las distintas modelizaciones posibles del terreno mencionado con anterioridad, a través de varios softwares especializados. Para ello, se ha hecho uso de dos programas distintos: Delft-3D y HEC-RAS. Cabe destacar que Delft-3D es un software más enfocado a la dinámica costera, mientras que HEC-RAS está más enfocado a la modelización de ríos. El objeto principal de este documento es establecer una comparativa entre ambos modelos para establecer si existen preferencias dentro de ambos programas, que faciliten al usuario la realización de un estudio morfodinámico, dentro de la dinámica fluvial. Así mismo, se pretende establecer la precisión y la sensibilidad de dichos softwares, con el objeto de determinar cual ofrece una mayor exactitud en los resultados propuestos.

### 5.1 Delft-3D

Delft-3D es una herramienta de simulación hidrodinámica a través de un modelo numérico capaz de simular el flujo no permanente y los fenómenos de transporte que resultan de las mareas, movimientos en ríos, etc. Este modelo es capaz de trabajar multidimensionalmente tanto en 2D como en 3D.

En concreto, en este trabajo se utilizará el módulo FLOW. Este módulo resuelve el problema de las ecuaciones en aguas someras. Dichas ecuaciones se presentan de la siguiente manera:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = Q$$

$$\frac{Du}{Dt} = fv - g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{g}{\rho_0} \int_{z'=z}^{z'=\zeta} \frac{\partial \rho}{\partial z} dz' + v_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + v_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$$\frac{Dv}{Dt} = fu - g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{g}{\rho_0} \int_{z'=z}^{z'=\zeta} \frac{\partial \rho}{\partial z} dz' + v_h \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + v_v \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}$$

El modelo formula estas ecuaciones en mallas curvilíneas ortogonales o en coordenadas esféricas, lo que le permite discretizar los casos introducidos en problemas más reducidos y establecer en mayor detalle una solución. El módulo FLOW es capaz de simplificar dichas mallas en cuadrículas rectangulares, permitiendo trabajar de forma más eficiente. Cabe destacar que es necesario establecer mallas con un mínimo de cuatro lados por celda, ya que el modelo no es capaz de simular con mallas triangulares.

El modelo Delft3D-FLOW necesita de varios datos de entrada para la resolución del modelo numérico:

- 1) Mallas (archivos .grd, .enc, .dep)
- 2) Condiciones iniciales (superficie libre, temperatura, salinidad, contaminantes, etc.)
- 3) Condiciones de contorno
- 4) Parámetros de calibración

Con la introducción de dichos datos, es posible ejecutar el modelo para que establezca una solución sobre el caso que queremos estudiar.

### 5.1.1. Realización del modelo en Delft-3D

El objetivo de este apartado es establecer los pasos seguidos para la obtención del modelo hidrodinámico en Delft-3D. Para ello, se ha partido de los datos de partida descritos en el apartado 3, y se ha ido estableciendo una serie de parámetros, debidamente justificados, con el fin de establecer un modelo hidrodinámico funcional.

- **Introducción de la geometría en el módulo GRID.**

El primer paso a la hora de construir un modelo en Delft-3D consiste en la introducción de la geometría sobre la que se va a realizar el modelo.

Para ello, es necesario abrir el módulo Grid en el menú principal, y dentro de este módulo, abrir RGFGRID, y a través de la opción Samples introducir el MDT descrito en el apartado 3.2.1. Delft-3D importa los ficheros asociados al terreno como ficheros con formato XYZ. Para la transformación de dicho fichero de formato TIF a formato XYZ, se ha hecho uso del software QGIS.

Una vez introducido el terreno, es necesario establecer las Splines que conformarán las líneas maestras, a partir de las cuales se generará la malla. Como regla general, se ha establecido la malla siguiendo la sinusoidad del río, a una distancia lejana de los márgenes del río, con el fin de asegurar la mayor zona de inundación posible. A su vez, las líneas dispuestas horizontalmente a lo largo del cauce se han dispuesto perpendicular a él y trazadas de izquierda a derecha en el sentido del cauce. Una vez dispuestas las líneas, se ha hecho el uso de la opción Refine Locally, con el fin de refinar la zona de interés dentro de estudio. Para ello, se ha ido variando de factor de refinamiento entre 3 y 5 divisiones por celda dispuesta.

Una vez creada la malla, es necesario asociar la batimetría correspondiente del terreno a dicha malla. Delft-3D establece los archivos de batimetría interpolando los ficheros XYZ introducidos, en el área que ocupa la malla en cuestión. Para realizar tal proceso, se debe entrar dentro del módulo QUICKIN y establecer una interpolación triangular, para generación del archivo DEP. Así mismo, es necesario la creación de un archivo asociado a la rugosidad del terreno, con el fin de establecer dichos valores dentro del modelo. Para ello, se establece un fichero XYZ con los valores de rugosidad asociados, y siguiendo la misma metodología para la obtención del fichero de batimetría, obtenemos un fichero DEP. Sin embargo, Delft-3D asocia los ficheros referente a rugosidad con la extensión .RGH, por lo que, para obtener un fichero válido de rugosidad, se deberá cambiar la extensión de .DEP a .RGH.

A continuación, se establece el resultado final de la malla.

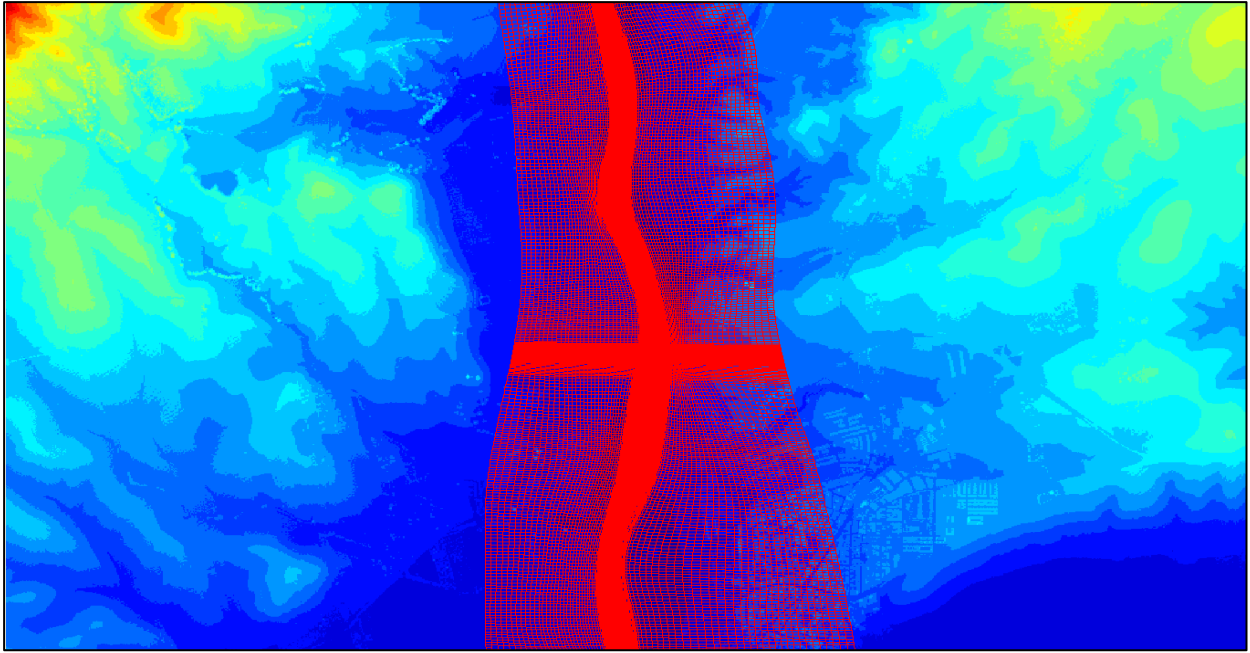


Figura 40. Mallado en Delft-3D

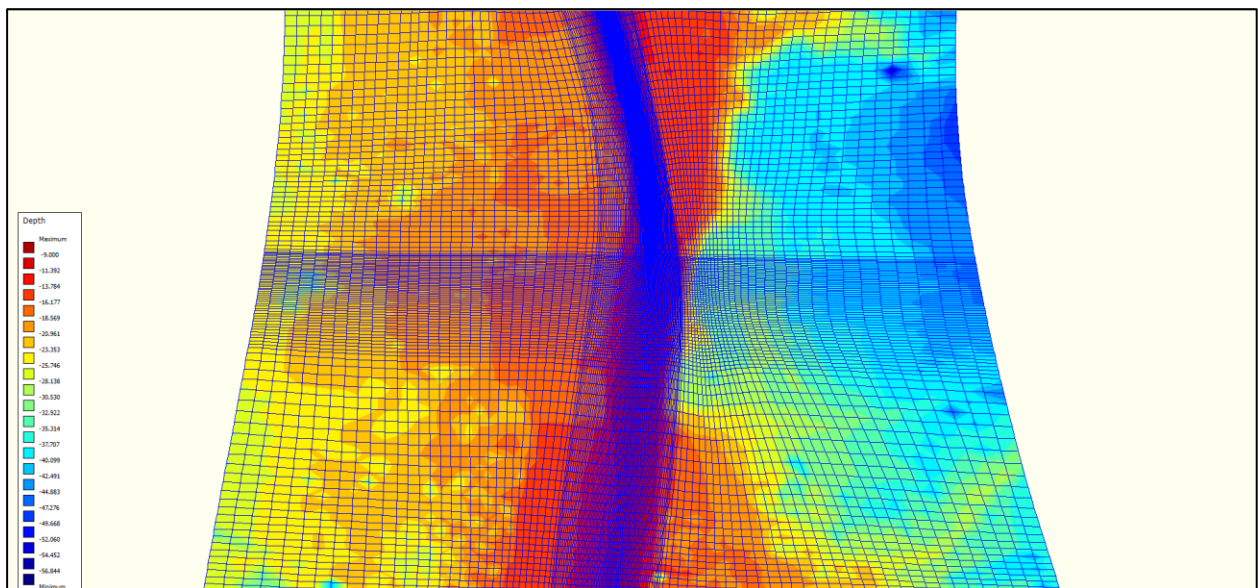


Figura 41. Batimetría asociada a la malla.

- **Generación del modelo en el módulo FLOW**

Determinada la geometría del modelo, es necesario introducir los parámetros necesarios para el cálculo del modelo hidrodinámico. Todo ello se realiza dentro del módulo FLOW de Delft-3D. A continuación, se detallará los pasos seguidos para la obtención de este.

➤ Domain

En este apartado, se introducirá la malla generada anteriormente, así como un fichero ENC que se crea en conjunto con el archivo GRD y que establece el tamaño del área correspondiente a la malla, en el módulo descrito en el apartado anterior. Así mismo se asociará la batimetría creada en el módulo QUICKIN. Un apartado relevante en este módulo se refiere a los Dry Points. Esta característica establece celdas en la malla, en las que el flujo del agua está impedido, es decir, actúa como una barrera artificial que se genera en la batimetría del terreno y se extiende hasta el infinito. Mediante el uso de estos Dry Points se ha podido modelar, de una manera aproximada, las pilas en el terreno, con el objeto de establecer una primera simulación a través de la simplificación de establecer que el agua nunca llegará a tocar el tablero. Para ello, se han colocado dichos puntos, de forma aproximada en la localización de las pilas de la estructura. Dado que no se puede modelar la geometría de la malla, se ha hecho la estimación de pilas rectangulares situadas en el terreno.

➤ Time-Frame

Este apartado controla la relación temporal del modelo con la simulación a tiempo real. Es necesario establecer dentro de dicho apartado, las fechas de referencia del modelo, así como los tiempos de inicio y final de la simulación. Con ello, establecemos el apartado temporal del modelo.

Una de las características más importantes en la creación del modelo en Delft-3D consiste en el time-step. El time-step o tiempo de paso está referido al intervalo de tiempo que usará el modelo para realizar cada iteración en la malla. Esta condición de time step está controlada por la condición de Courant, la cual, establece el cociente entre el intervalo de tiempo y el tiempo de residencia en un volumen finito. La expresión matemática viene establecida por:

$$C = \frac{u \cdot \Delta t}{\Delta x}$$

Donde

- C= número de Courant
- $\Delta t$  = intervalo de tiempo
- $\Delta x$  = intervalo de espacio
- $u$  = velocidad del flujo

Esta condición establece que el intervalo de tiempo de cálculo de un modelo entre dos puntos debe ser menor que el tiempo necesario para que la onda del flujo atravesase esos dos puntos. Usualmente en Delft-3D, los valores de Courant no debe ser superiores a uno. Es de vital importancia establecer el valor del tiempo de paso de una manera correcta, ya que, valores demasiado pequeños establecen simulaciones demasiado duraderas en el tiempo, mientras que valores extremadamente grandes pueden no llegar a cumplir la condición de Courant, y expresar un error en la simulación. El valor usado es igual a 0.005

➤ Boundaries

Este apartado está relacionado con la introducción de las condiciones de contorno en el terreno. Se han establecido dos condiciones principalmente: una condición aguas arriba de la malla, es la que se introducen, en intervalos de una hora, los hidrogramas calculado en el apartado anterior; y aguas abajo se establece una condición de Neumann. La condición de Neumann establece que el calado debe tener la misma pendiente del terreno en la zona impuesta. Para ello, a la salida de la malla se le ha impuesto una pendiente de 0.003 a lo largo de toda la duración de la simulación.

➤ Physical parameters

Dentro de este apartado, se deberá introducir la rugosidad obtenida anteriormente, a través del módulo QUICKIN, en el formato RGH dispuesto. Para ello, se cambiará la fórmula de la rugosidad a la fórmula de Manning, y se introducirán los valores calculados.

➤ Numerical parameters

Este apartado está referido a los parámetros numéricos que atañen al modelo computacional. Son tres las variaciones que se deben realizar al esquema dispuesto por defecto.

El *threshold depth* está referido a el calado mínimo que debe considerar el programa para establecer si una celda está seca o mojada. El valor propuesto es un valor de 5 centímetros.

El *smoothing time* establece corresponde al intervalo de tiempo usado por el programa para la transición entre las condiciones iniciales y las condiciones de contorno. En este caso, el valor usado es el mismo al del time step, 0.001.

Y, por último, el *Advection Scheme for momentum*, que establece los parámetros de las ecuaciones del modelo, dependiendo de la situación presentada. En este caso, el esquema utilizado es el Flood.

➤ Operations

Esta opción controla los puntos dentro de la malla en los que se puede administrar una descarga de caudal con el fin de establecer, en el caso de este documento, zonas con un nivel mínimo de agua, con el fin de que el programa establezca esas celdas como mojadas, y aplique la condición contorno sobre ellas. Se ha combinado la acción de estas descargas, con el efecto de las condiciones de contorno, añadiendo una descarga al comienzo de la simulación que permite la correcta simulación del modelo. Se ha impuesto una descarga de 1 m<sup>3</sup>/s durante una duración de dos horas hasta la entrada de las condiciones de contorno aguas arriba.

➤ Monitoring

Esta opción controla la capacidad de añadir puntos de observación dentro de la malla con el objeto de establecer puntos de control donde se requiera revisar los parámetros del modelo de una manera más precisa. En este caso, se han dispuesto puntos en torno a la zona del puente, con el objeto de ver el comportamiento del flujo sobre esa zona.

➤ Output

En este apartado se establecen las opciones de guardado de los datos en los ficheros de salida. Se establecerá el *start time* y el *stop time* con las mismas fechas introducidas en el apartado Time Frame, y se establecerá un intervalo de escritura de los datos cada 15 minutos.

## 5.2 HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrological Engineering Center- River Analysis System) es un software diseñado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, que permite el cálculo hidrodinámico de ríos en un modelo unidimensional en flujo permanente; modelos unidimensionales y bidimensionales en flujo no permanente, y



modelos, y el cálculo en flujos cuasi-permanentes de transporte de sedimentos y erosión. Este programa provee el cálculo de análisis de la calidad del agua, temperatura, etc. La versión del software utilizada para el cálculo del modelo dispuesto en este documento es la 5.0.7, lanzada en marzo de 2019.

HEC-RAS es capaz de aplicar el modelado 1D, 2D y combinados a canales tanto naturales como artificiales. El software posee una interfaz gráfica dividida principalmente en cuatro bloques.

- **Steady Flow Surface Profiles:** esta componente está diseñado para el cálculo de láminas de agua en régimen gradualmente variado.
- **Unsteady Flow Simulation:** esta componente es capaz de simular flujos no permanentes en 1D, 2D y combinados. A su vez, permite a su vez el cálculo hidráulico para estructuras como motas, puentes, etc.
- **Sediment transport/movable boundary computations:** esta componente simula un flujo unidimensional para el cálculo del transporte de sedimentos, así como la erosión/sedimentación que se pueda producir en ciertos períodos de tiempo.
- **Water Quality Analysis:** esta componente es capaz de realizar un análisis de la calidad del agua. Proporciona datos tales como DBO, DQO, nitratos, fosfatos, etc.

Concretamente, el modelado descrito en este trabajo se ha realizado mediante un análisis unidimensional en flujo permanente, así como un análisis en régimen cuasi-permanente de transporte y erosión del lecho (1D) y un análisis bidimensional (2D) del flujo no permanente, con los hidrogramas descritos en el apartado 4.

### 5.2.1. HEC-RAS 2D

El flujo bidimensional en HEC-RAS 2D viene descrito por las ecuaciones de Navier-Stokes para fluidos en tres dimensiones. Mediante la simplificación de aguas someras, en las que se supone fluido incompresible, densidad uniforme y presión hidrostática, y la suposición de que la escala vertical es mucho mayor que la escala horizontal, se transforman dichas ecuaciones de un flujo tridimensional a un flujo bidimensional. Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

- Conservación de la masa

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0$$

- Conservación de la cantidad de movimiento

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f_v$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f_u$$

- Diffusion-wave approximation of the Shallow Water Equations

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q = 0$$

### 5.2.1.1. Realización del modelo 2D

Este apartado tiene como objeto la explicación de los pasos seguidos y los parámetros introducidos dentro del modelo bidimensional de HEC-RAS para su correcto funcionamiento referente

Uno de los detalles iniciales que se pretendía en este modelo es, establecer el comportamiento del flujo ante la presencia de una estructura, y determinar cuál era la forma más simple de modelizar dicha estructura, dependiendo del caso en el que se encontrara el usuario, sin perder precisión dentro de este. Por ello, se planteó el modelo bidimensional de dos formas diferentes: introduciendo la geometría de las pilas del puente dentro del terreno, como si de una extensión del mismo fuere; y estableciendo el modelo del puente como un Culvert, aproximando su geometría lo máximo posible a la geometría real, mediante formas rectangulares.

Un apartado crítico en la elección de un modelado u otro será la determinación de la cota de la lámina de agua. Si ésta llegara o no a la altura del tablero, el régimen hidráulico se vería afectado dentro del flujo del agua y provocaría que la validez de un modelo fuera nula. Así mismo, se pretende establecer la diferencia entre las modelizaciones del puente y apreciar si dentro de los cálculos internos del programa, la utilización de una u otra, provoca alteraciones o sobreelevaciones en la lámina de agua que induzca a errores apreciables y de importancia dentro del modelo.

- **Elección del sistema de unidades y proyección geográfica del proyecto.**

Es necesario establecer las unidades en las que debe trabajar el modelo para evitar conflictos internos dentro de la computación que puedan llevar a errores dentro del modelo. Para ello, desde la pestaña de Options – Unit System, se establecerá el Sistema Internacional como sistema de unidades. Así mismo, se debe establecer la proyección geográfica del terreno, para asegurar la correcta geolocalización de la zona de estudio dentro del modelo. Para ello, desde la ventana de RAS MAPPER, cargaremos el fichero de proyección, previamente descargado con los datos de esta: ETRS89 / UTM Zona 30. Una vez estén dispuestos estos dos parámetros, se puede dar comienzo a la realización del modelo.

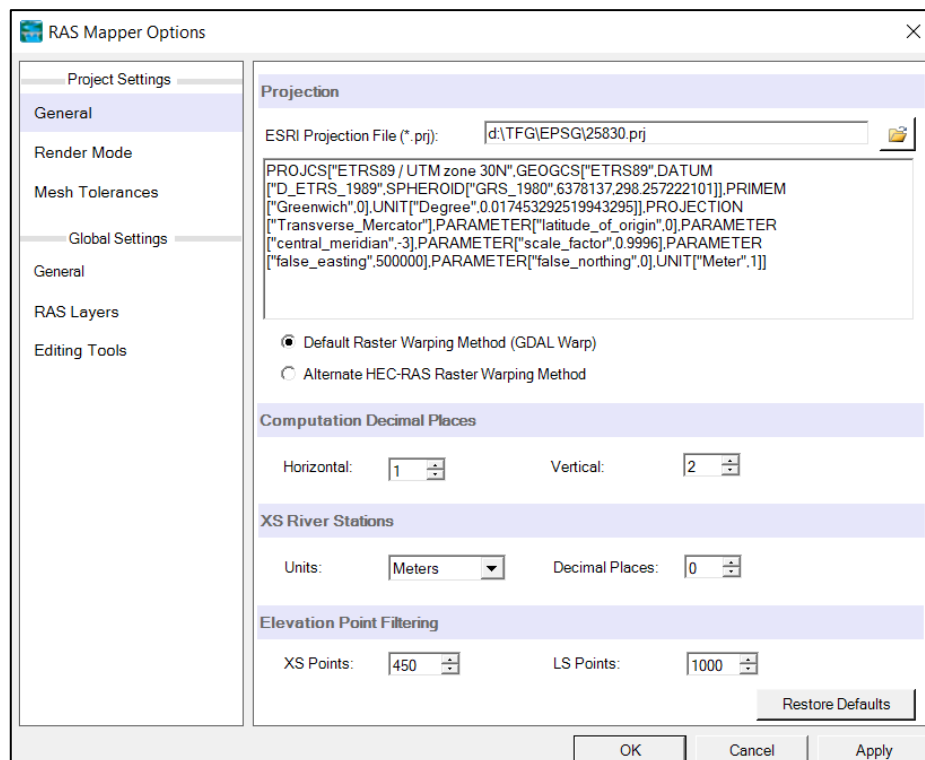


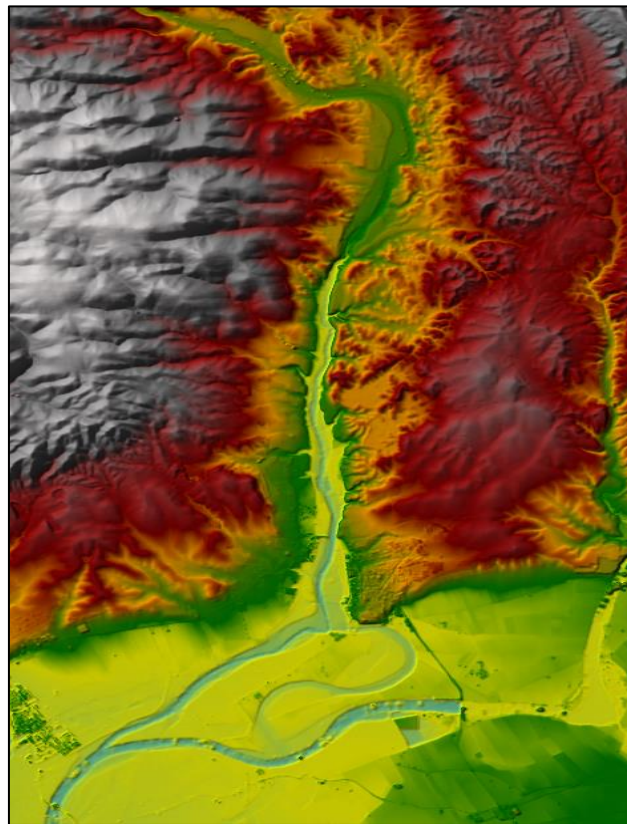
Figura 42. RAS Mapper Options

- **Introducción del Modelo Digital del Terreno y creación de la geometría**

Uno de los aspectos más importantes a destacar en este apartado, ha sido la no utilización total de la superficie ofrecida por los Modelos Digitales del Terreno que se han descrito en el apartado 3.2.1. Ello se debe a que la zona de interés para el estudio se sitúa en la zona del cauce más cercana al río Guadalquivir, y, por lo tanto, no es necesario estudiar la superficie de la cuenca entera para el modelado del puente. Se ha determinado una zona dentro del MDT que englobara la localidad de Cantillana, parte del río Guadalquivir (aunque se obviará su influencia sobre el modelo) y una porción de terreno correspondiente a la posible llanura de inundación que se genere. Esto, además, ofrece una ventaja computacional frente a modelar toda la superficie que se verá a la hora de crear una malla dentro del módulo de geometría.

La introducción del MDT se ha realizado de dos formas distintas, tal y como se describía en la introducción de este apartado: primeramente, se ha analizado y modelado la geometría referentes a las pilas del puente en el software AutoCAD. A través del programa QGIS, a los polígonos generados, se les ha asignado los valores de altura correspondientes a la estructura real y se han exportado en un formato TIF; la segunda modelación del MDT se ha realizado mediante la introducción del LIDAR dispuesto en el apartado 3.2.1 de este documento.

Para la implementación de dichos archivos dentro de HEC-RAS, dentro de la ventana de RAS Mapper, en el apartado Terrains se incluyen los ficheros mencionados anteriormente. Así mismo, cabe destacar que es necesario la introducción de la capa de rugosidad del terreno, para que el programa asocie dicha capa a la capa subyacente que conforma el modelo del terreno. Para ello, dentro del apartado Map Layers se ha introducido la capa con los valores de Manning y posteriormente, se han creado dos geometrías: MALLA2D y MALLA2D\_CULVERT. La primera está referida a las pilas introducidas dentro del terreno, mientras que la segunda está referida a la creación de un Culvert dentro de una Connection. Asociaremos ambas capas respectivamente al MDT que corresponda y a la capa de Manning introducida.



*Figura 43. Modelo Digital del Terreno en HEC-RAS*

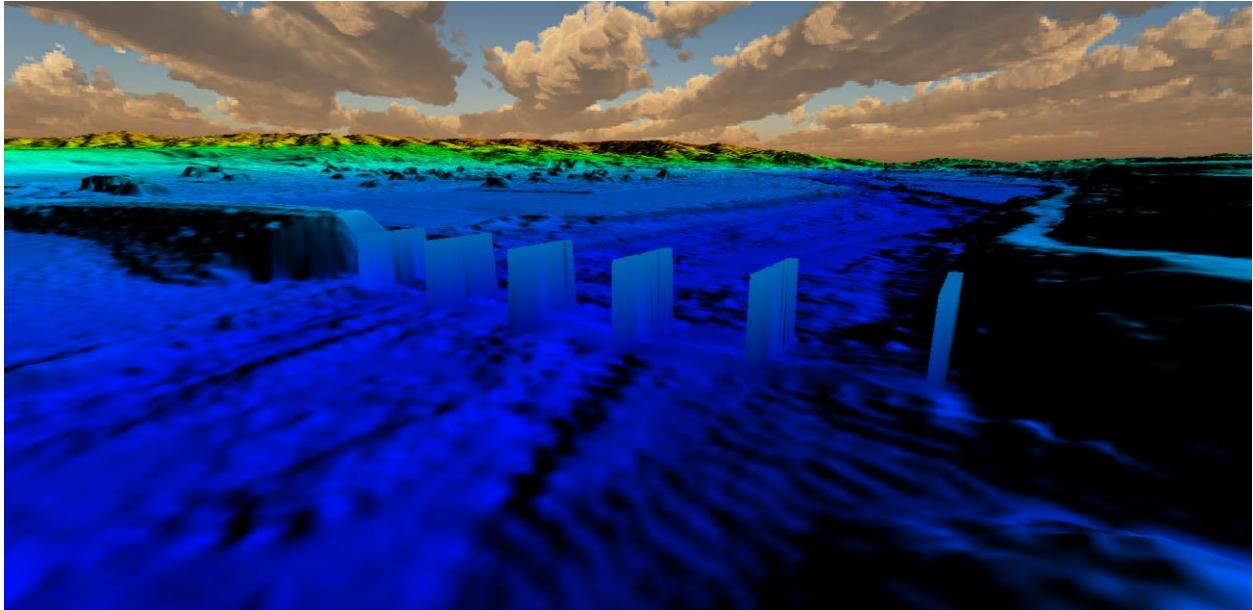


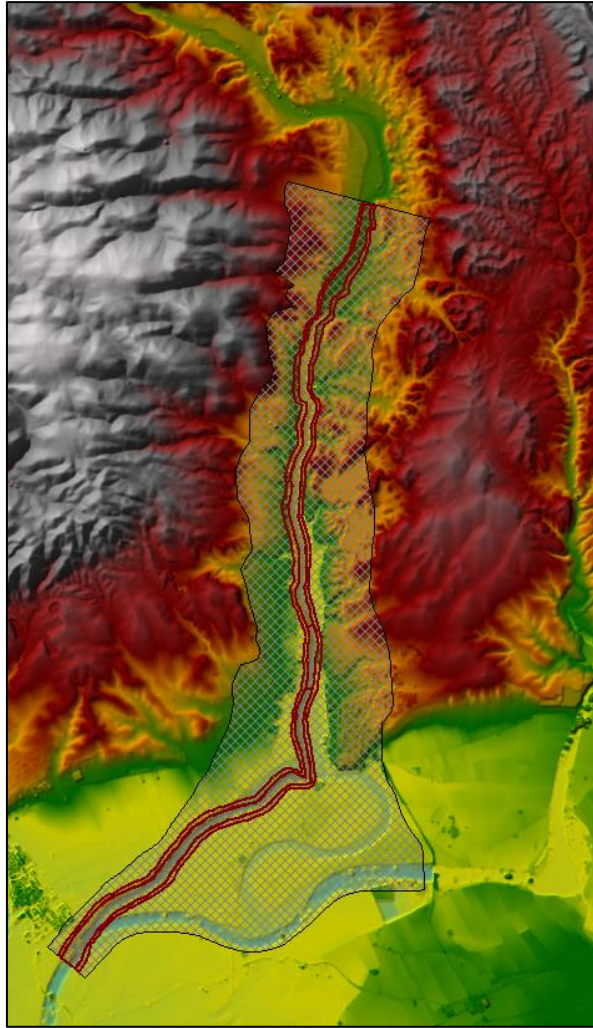
Figura 44. Modelización de las pilas en Global Mapper.

- **Edición de la geometría dentro del módulo Geometry Editor**

Dentro del módulo Geometry Editor se introducirá en el modelo la malla utilizada para la computación del modelo, así como las breaklines pertinentes, las condiciones de contorno y las connections utilizadas para la creación de los Culverts.

En primer lugar, es necesaria la creación de una malla. Esta malla tiene como finalidad la división del terreno en celdas que permite al modelo discretizar el terreno y establecer las ecuaciones en dichas celdas, con el fin de establecer el problema de la forma más eficiente posible y con la mayor precisión posible. Para ello, se delinea exteriormente, la zona referente a los márgenes del río y posibles zonas inundables en torno al río con el objetivo de poder abarcar la mayor parte de terreno posible sin llegar a escoger zonas que no resulten útil para el cálculo.

Una vez definido el contorno de la malla, se debe establecer dentro del programa, en cuantas divisiones debe fragmentar la malla para su cálculo. En el caso que se propone, se ha dispuesto un espaciamiento de celdas de 15x15 metros cada una. Un aspecto que destacar es la posibilidad dentro del programa HEC-RAS de refinar zonas de la malla que posean un interés de estudio claro para el usuario. Para ello, en el módulo RAS Mapper, se debe trazar, marcando la opción Refinement Regions, las zonas que deben refinarse dentro de la malla. Como regla habitual, las zonas del cauce suelen ser zonas de refinamiento, ya que resultan las zonas principales del estudio y, por lo tanto, un mallado de 15x15 puede resultar algo burdo. El refinamiento escogido para esta zona corresponde a celdas de 5x5. Así mismo, el objeto de este estudio es establecer la influencia de las estructuras dentro del cauce del río; por ello, se ha situado una zona de refinamiento, de tamaño 2x2, en la región correspondiente al puente con el fin de establecer un precisión alta dentro del modelo.



*Figura 45. Malla y Refinement Regions en HEC-RAS*

Establecida la malla dentro del modelo, es necesario establecer el uso de breaklines dentro del modelo. Las breaklines o líneas de rotura, son líneas establecidas dentro de la malla, que indican al modelo la necesidad de establecer en la zona indicada una división de las celdas. Esto es usual en la zona cercana a los límites del cauce donde se tiene grandes variaciones del terreno en cuestión de cota. El programa acumula errores en zonas que poseen dentro de la misma celda cotas muy dispares entre sí al aplicar las ecuaciones dentro del modelo. Esto provoca que la precisión de este no sea la requerida.

Para ello, HEC-RAS cuenta con la herramienta de las breaklines que permite dividir celdas en subceldas más pequeñas con el objetivo de reducir la diferencia de cotas entre las zonas para evitar errores de convergencia dentro del modelo numérico.

En este modelo, se ha aplicado las breaklines en las zonas delimitantes del cauce, así como en la zona correspondiente a las pilas del terreno, con el fin de establecer cierta precisión dentro del modelo, y evitar errores dentro del cálculo numérico.

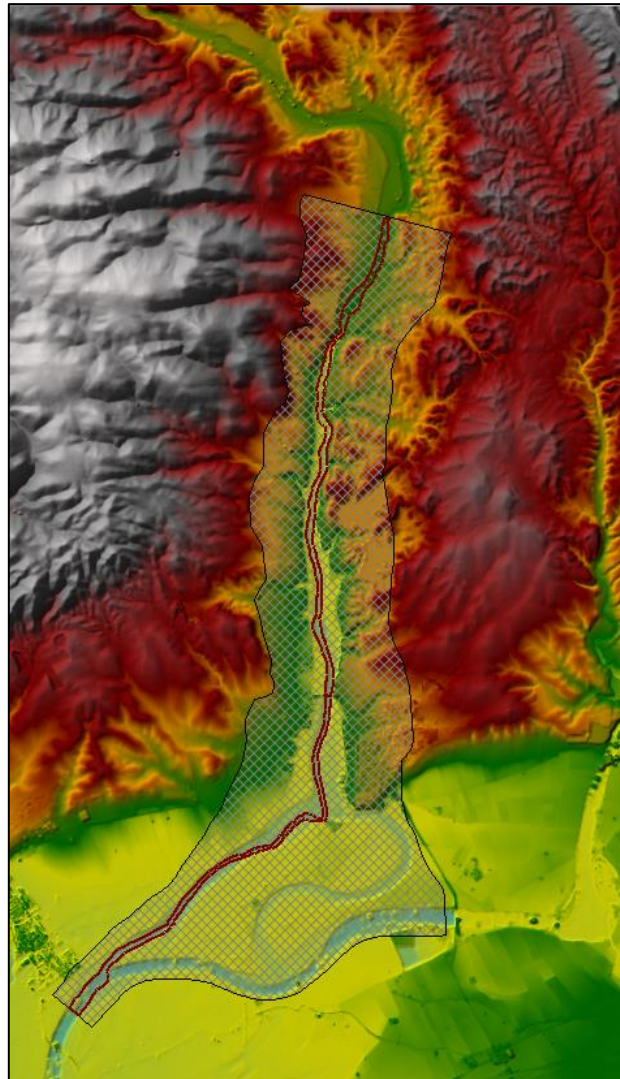


Figura 46. Breaklines en HEC-RAS

El paso posterior a la introducción de las breaklines, es la introducción de las condiciones de contorno dentro de la malla. Estas líneas establecerán las condiciones pertinentes al modelo en cuestión, tanto aguas arriba como aguas abajo del río Viar. Deben situarse fuera de la malla, pero cerca de los límites de esta, con el objeto de que el modelo asocie dichas líneas al mallado. En este caso se ha dispuesto una condición de contorno aguas arriba (ENTRADA), que posteriormente completaremos y una condición de contorno aguas abajo (SALIDA).

Por último, es necesaria la introducción de un SA/2D Area Connection en la geometría MALLA2D\_CULVERT. El objeto de introducir dicha conexión surge de la necesidad de modelar el puente como un culvert o un vertedero dentro del modelo, estableciendo huecos o espacios en el cuerpo del vertedero modelado que actúan hidráulicamente similar a los vanos que posee un puente. Para ello, a través de esta opción se introduce en la zona en la que situaría el puente, un vertedero de labio fijo, y mediante comparación con las imágenes tomadas in situ, las medidas realizadas al puente, y el análisis mediante fotografía aérea, se introducen, de manera similar a la realidad, figuras rectangulares que asemejen a los vanos del puente y que recreen la geometría final del puente.

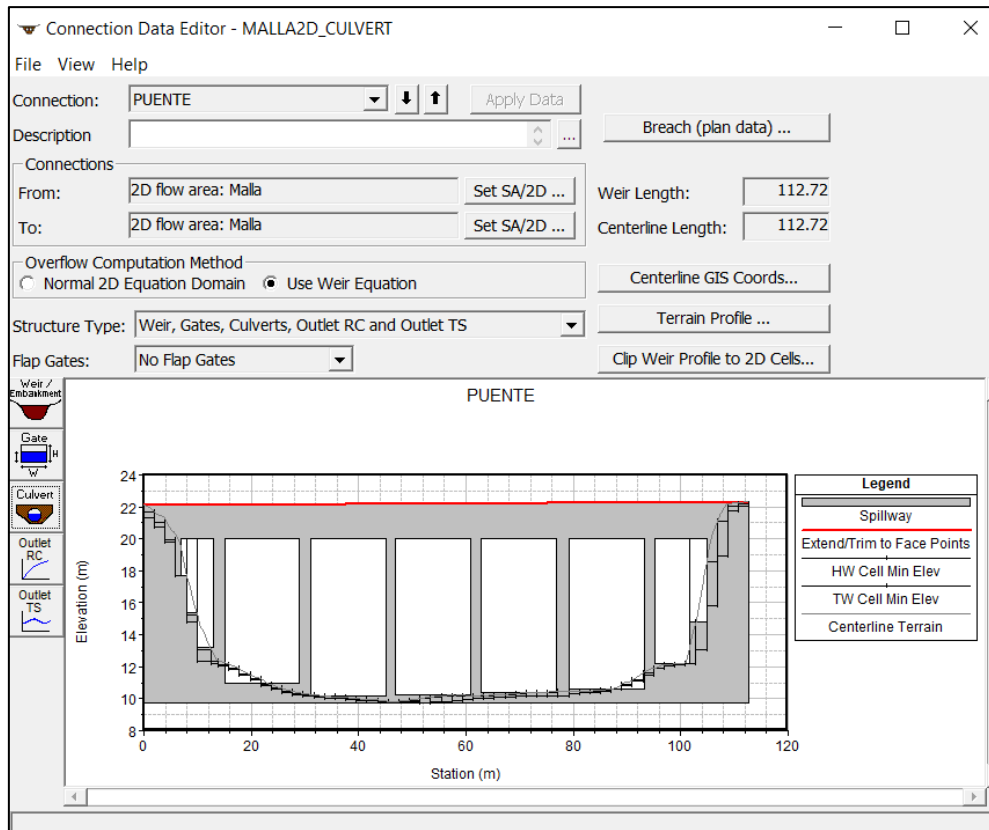


Figura 47. Connection Data Editor en HEC-RAS

### • Unsteady Flow Analysis y ejecución de la simulación

Creados todos los elementos referidos a la geometría del modelo (en este caso en particular se observan dos geometrías), es necesario asociar las condiciones de contorno referidas con anterioridad a los datos extraídos en este documento con el fin de dotar al modelo de toda la información pertinente. Para ello, desde la pestaña Unsteady Flow Data, se deberá asociar un tipología de condición de contorno ofrecida por el programa a las líneas creadas en el mallado anteriormente dispuestas.

En la casuística que atañe a este modelo, se asocian dos tipos de condición de contorno distintas a la condiciones denominadas como ENTRADA y SALIDA. Para la ENTRADA, se asociará el hidrograma dispuesto en el apartado 3, calculado para tres periodos de retorno distintos: MCO, Q100 y Q500. Cabe destacar que se ha introducido el hidrograma asociado a cada periodo de retorno, parcialmente, con el objetivo de estudiar únicamente el espacio temporal desde el inicio del hidrograma hasta el paso de la punta por la condición de contorno de salida de la malla.

Para establecer las tres casuísticas se deberá crear tres planes diferentes con los tres hidrogramas pertinentes asociados. Para la condición SALIDA, sería necesario, si se quisiera establecer un modelo completamente realista, conocer la cota de la lámina de agua del río Viar en su salida al Guadalquivir. Sin embargo, dado que no se dispone de esa información, se establece que la condición de contorno aguas abajo del modelo debe ser Normal Depth con una pendiente de 0.01 para los tres periodos de retorno propuestos.



Figura 48. Unsteady Flow Data.

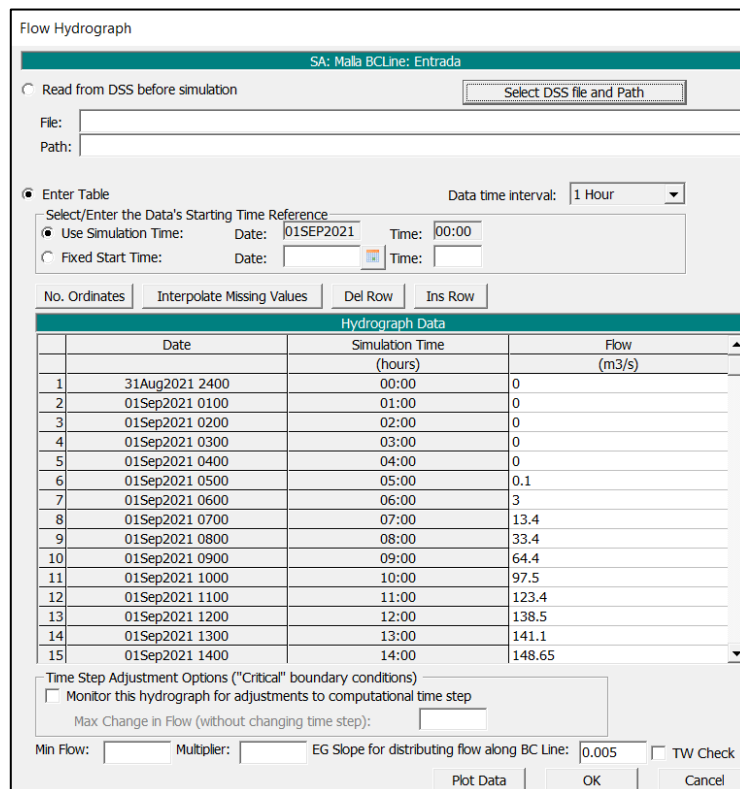


Figura 49. Flow Hydrograph.



Una vez se ha dispuesto todas las variables para la ejecución del modelo, por último, se debe entrar en el módulo de Unsteady Flow. Dicho módulo calcula el modelo numérico para un flujo no permanente, descrito anteriormente. Es necesario para la ejecución correcta del modelo, la variación de una serie de parámetros establecidos por defecto, con el fin de refinar el modelo de manera que el tiempo computacional sea el menor posible con la mayor precisión disponible.

HEC-RAS Unsteady Computation Options and Tolerances

General | **2D Flow Options** | 1D/2D Options | Advanced Time Step Control | 1D Mixed Flow Options

Use Coriolis Effects (only when using the momentum equation)

Number of cores to use in 2D computations: All Available

Parameter	(Default)	Malla
1 Theta (0.6-1.0):	1	1
2 Theta Warmup (0.6-1.0):	1	1
3 Water Surface Tolerance [max=0.06](m)	0.06	0.06
4 Volume Tolerance (m)	0.05	0.05
5 Maximum Iterations	20	20
6 Equation Set	Full Momentum	Full Momentum
7 Initial Conditions Time (hrs)		
8 Initial Conditions Ramp Up Fraction (0-1)	0.1	0.1
9 Number of Time Slices (Integer Value)	1	1
10 Eddy Viscosity Transverse Mixing Coefficient		
11 Boundary Condition Volume Check	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12 Latitude for Coriolis (-90 to 90)		

OK Cancel Defaults ...

Figura 50. 2D Flow Options

Dentro del módulo 2D Flow Options, el cambio de los parámetros por defecto afecta a:

- Water Surface Tolerance:

Tolerancia de error para el cómputo iterativo de la superficie entre celdas. Valores mayores establecen menos errores de convergencia en la simulación. Se ha tomado el valor máximo posible 6 centímetros.

- Volumen Tolerance:

Tolerancia de error para el cómputo iterativo del volumen entre celdas. Se ha tomado el valor 5 centímetros, el valor máximo permitido.

- Equation Set:

Dentro del modelo numérico de HEC-RAS existen dos ecuaciones fundamentales para la resolución de este durante la simulación: las ecuaciones de Saint Venant (Full Momentum) y las ecuaciones de onda difusiva.

Las ecuaciones de onda difusiva proporcionan mayor velocidad de cálculo y velocidad. Sin embargo, no son adecuadas en el uso de estudio de inundaciones, debido a la omisión de aceleraciones locales y

convectivas. En cambio, las ecuaciones de Saint Venant consideran los cambios de velocidad espaciales y temporales. Sin embargo, las ecuaciones son más complejas y requieren más tiempo de computación, A pesar de ello, son las más adecuadas para el modelo que se está realizando y serán las usadas en el cálculo,

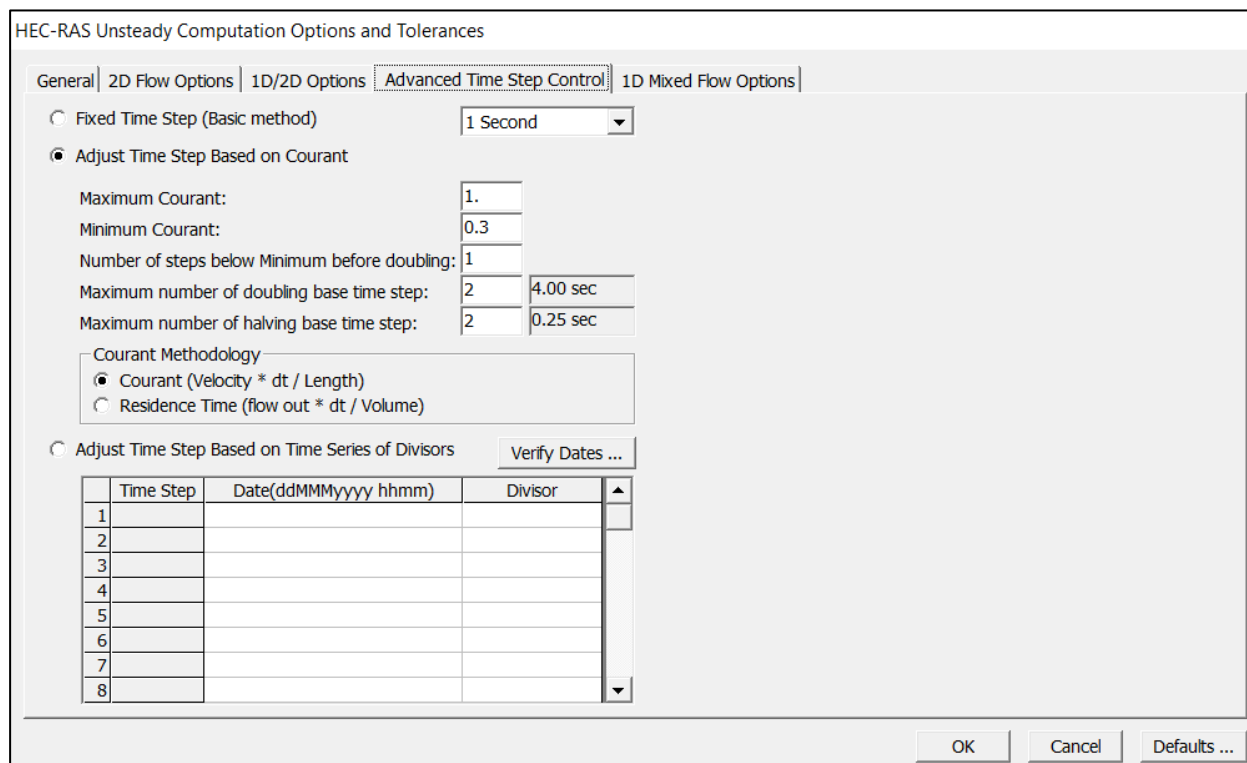


Figura 51. Advanced Time Step Control

Por último, es necesario el establecimiento, dentro de la opción *Advanced Time Step Control*, un control adaptativo del time step a partir del cálculo de Courant.

Tal y como se expuso en el apartado 5.1, el Courant establece la condición que debe existir entre la velocidad del flujo, el time step y el intervalo de espacio que ocupa una celda. HEC-RAS posee dentro de las opciones dentro de los apartados referidos al método de cálculo del modelo dos opciones: o establecer un time step fijo para toda la simulación, o establecer un time step adaptativo que se ajuste automáticamente, con el fin de cumplir a la condición de Courant impuesta. Esta opción resulta de extremo interés ya que el modelo se adapta a las condiciones que se generen dentro de la simulación, asegurando la estabilidad de este en todo momento.

El proceso de elección de los parámetros dentro de este apartado resulta de un proceso iterativo de prueba-error, en el que se ha analizado el tiempo de simulación para cada modelo y se ha comprobado que los errores de convergencia son los mínimos posibles, con el mínimo tiempo de computación posible.

Los apartados modificados han sido:

➤ Maximum Courant

Máximo número de Courant permitido dentro de las celdas de la malla. Se establece el valor de 1. En el caso de exceder tal valor, el time step se reducirá a la mitad para el cálculo de la siguiente iteración

➤ Minimum Courant

Mínimo número de Courant permitido dentro de las celdas de la malla, Se establece el valor de 0.3. En el caso de llegar a dicho valor, el time step se duplicará para el cálculo de la siguiente iteración.

➤ Number of steps below Minimum before doubling

Número de iteraciones mínimo para el cual, una vez alcanzado el valor del Courant mínimo, el time step debe duplicarse. Se ha tomado el valor de 1

➤ Maximum number of doubling base time step

Límite máximo que puede duplicarse el time step dentro de la simulación. Con ello, se controla el límite superior del time step con el fin de asegurar que no se llegue a valores demasiado altos que comprometan la estabilidad de la simulación. Se ha impuesto el valor de 2.

➤ Maximum number of halving base time step

Límite máximo que puede dividirse el time step dentro de la simulación. Con ello, se controla el límite inferior del time step con el fin de asegurar que no se llegue a valores demasiado bajos que ralenticen en exceso la simulación. Se ha impuesto el valor de 2.

Una vez estén todas las opciones dispuestas dentro del módulo Unsteady Flow, el último paso antes de la ejecución del modelo es establecer las fechas de inicio y fin de la simulación. Es destacable que esas fechas deben ir acordes a los tiempos introducidos en los hidrogramas previamente, A su vez, es necesario también, especificar cada cuanto tiempo debe la simulación guarde los resultados obtenidos, dentro del cómputo del modelo. Establecidos todos los parámetros necesarios, y asignando un time step base, se puede dar comienzo a la simulación.

### 5.2.2. HEC-RAS 1D

HEC-RAS posee la capacidad de la modelización unidimensional del perfil de la superficie del agua para un flujo constante y gradualmente variado. Es capaz de establecer regímenes subcríticos, supercríticos y regímenes mixtos para el cálculo de la superficie.

El computo de los perfiles de las superficies de agua, surge de resolver las ecuaciones de energía entre secciones transversales mediante un proceso iterativo. La ecuación de energía usada es:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

donde

- $Z_1, Z_2 =$  elevación de la solera del canal principal
- $Y_1, Y_2 =$  calado del agua en las secciones transversales
- $V_1, V_2 =$  velocidad del flujo
- $a_1, a_2 =$  coeficientes de ponderación de la velocidad
- $g =$  aceleración de la gravedad
- $h_e =$  pérdida de carga

### 5.2.2.1. Realización del modelo 1D

Los modelos unidimensionales poseen una ventaja sobre los modelos bidimensionales en HEC-RAS: el tiempo de computación. Así como una simulación de un modelo 2D, en concreto, la de este trabajo, ha llevado entre 5 y 7 horas para cada periodo de retorno estudiado, la computación de un modelo 1D apenas lleva varios segundos.

Computacionalmente resulta una ventaja claramente favorecedora para este tipo de modelización. Sin embargo, es notable destacar que la preparación previa, tanto de la geometría, como la introducción de parámetros que aseguren la correcta realización del modelo, es más compleja que la de un modelo bidimensional.

En este apartado, se detallarán el modelo 1D en sus dos variantes estudiadas: flujo permanente sin sedimentos, y flujo cuasi-permanente con estudio de erosión y sedimentación del lecho. Para ello, se detallará a continuación los pasos seguidos para la realización de este.

- **Elección del sistema de unidades y proyección geográfica del proyecto.**

La introducción del sistema de unidades y la proyección geográfica del proyecto se realiza de la misma manera que el modelo bidimensional.

- **Introducción del Modelo Digital del Terreno y creación de la geometría.**

Se debe introducir, dentro de la ventana de *RAS Mapper*, en el apartado *Terrains*, el MDT obtenido con anterioridad, a través del Instituto Geográfico Nacional. Se ha utilizado el mismo terreno de referencia usado en el modelo bidimensional. Concretamente, se ha usado el terreno CANTILLANA\_SIN, el cual no ofrecía ninguna alteración del terreno en la zona correspondiente al puente.

Una vez introducido el terreno, se debe crear la geometría correspondiente, y se debe asociar al terreno. Al contrario que en el modelo bidimensional, no es posible asociar la capa de rugosidad MANNING a la geometría, por lo que, más adelante, se tendrá que introducir manualmente los coeficientes asociados a la rugosidad en el terreno.

Para la creación de la geometría unidimensional se precisa de cuatro elementos fundamentalmente:

- **Rivers:** corresponde al eje longitudinal central del río. Debe trazarse, siempre que sea posible, en la línea media del cauce, en dirección al flujo, de la forma más exacta posible, ya que será una referencia dentro del programa para el cálculo de las ecuaciones de energía entre secciones.
- **Bank Lines:** corresponde a los márgenes del cauce estudiado. Debe trazarse de forma aproximada acotando la sección central del río, a ambos lados de la línea Rivers. Debe procurarse que se tracen de tal forma que la línea del eje longitudinal del río quede en el medio de estas dos líneas.
- **Flow Paths:** corresponde a la línea que atraviesa el centro de gravedad de las líneas de flujo de la inundación. A priori, en proyectos, no se suele disponer de dicha información y el usuario debe suponer dichas líneas de una forma aproximada. Dado que, en este caso, el modelo bidimensional ha sido realizado previamente, es posible conocer la inundación asociada, y se ha trazado con cierta exactitud el trazado de estas.
- **Cross Sections:** corresponde a las secciones transversales del modelo. Resulta una de las partes fundamentales para el estudio, ya que, sobre estas secciones, el programa resolverá las ecuaciones de energía. Deben ser perpendiculares a los Flow Paths, y al eje longitudinal del río, en la medida de lo posible, si bien, es cierto que, en la zona correspondiente al puente, debe situarse de tal forma que adopten la geometría del puente, en la medida de lo posible, aún sin respetar la perpendicularidad.

A continuación, se exponen imágenes con la geometría final del modelo.

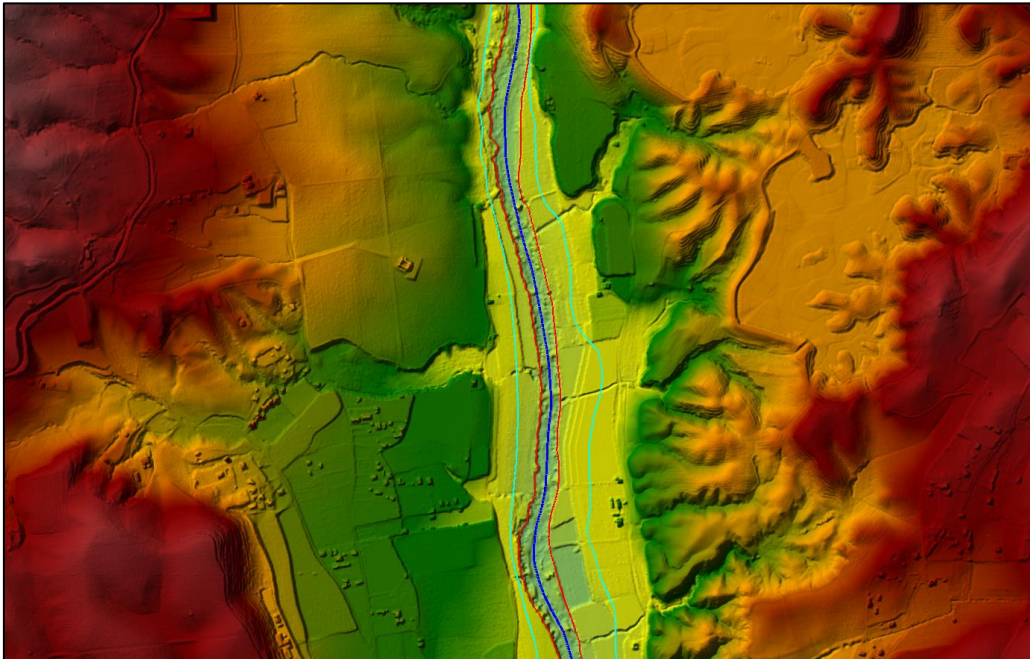


Figura 52. Rivers, Bank lines y Flow Paths asociados al modelo 1D

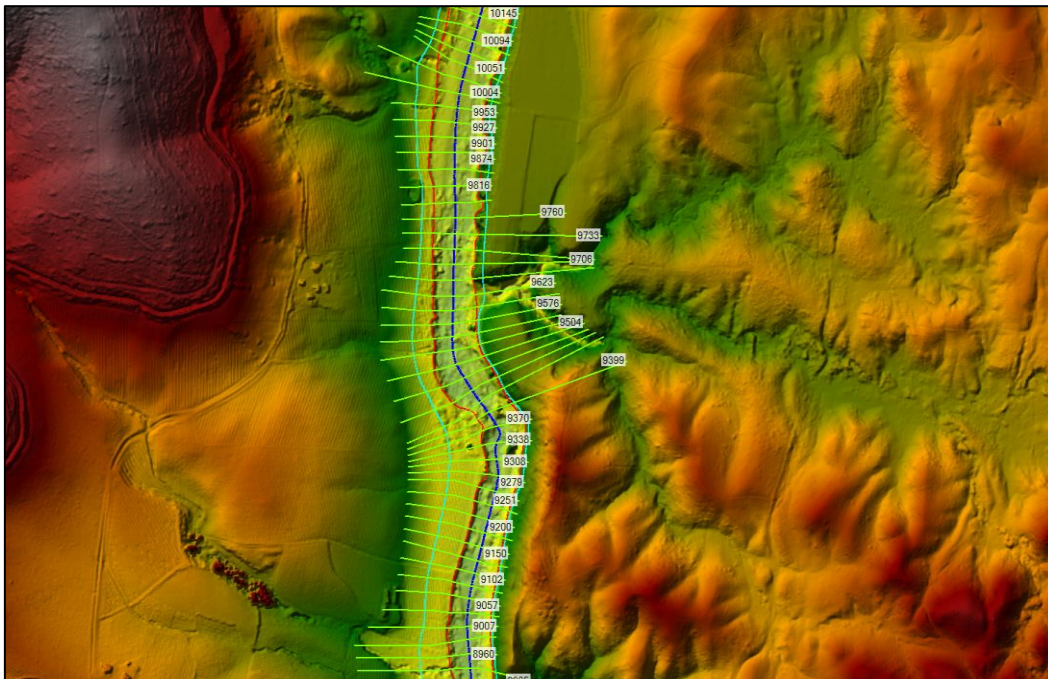


Figura 53. Secciones transversales del modelo 1D

- **Edición de la geometría dentro del módulo Geometry Editor.**

Una vez se termine la edición de la geometría del modelo, dentro del módulo RAS Mapper, es necesario ajustar y refinar ciertos parámetros de este, con el fin de adecuar la geometría a los criterios de computación de HEC-RAS, y añadir ciertos parámetros al estudio, tales como la introducción de la geometría del puente.

- Tables – Manning’s N or K Values

En esta opción, se introducirán los valores asociados de rugosidad del terreno a cada sección transversal dispuesta en el modelo. Como se han mencionado anteriormente, HEC-RAS en la modelación 1D no asocia la capa de rugosidad introducida al terreno subyacente. Por ello, se debe establecer sección por sección, los valores de Manning de cada terreno que se ve cruzado por la sección transversal. Para la introducción de los valores de rugosidad, la sección transversal se ve dividida en tres subsecciones: left bank, channel y right bank correspondiendo a la margen izquierda, el cauce y la margen derecha, vistas en el sentido del flujo.

- Tools – XS Interpolation – Within Reach

La disposición a mano de las secciones transversales conlleva que no se establezca una distancia entre estas que sea apropiada para el cálculo, debida al factor humano. Como recomendación ante la modelización, es aconsejable que la distancia entre secciones no sea mayor de tres veces el ancho del cauce, siempre que sea posible. Con el objeto de reducir la distancia entre secciones transversales, HEC-RAS posee una herramienta de interpolación de secciones cuyo objetivo es establecer secciones intermedias a las introducida por el usuario, con el fin de establecer una regularidad entre la distancia de estas. En este caso, se han dispuesto las secciones cada 30 metros entre sí.

- Tools – Cross Section Point Filter

Dentro de la computación de las secciones transversales, el programa establece una serie de puntos en el terreno para trazar la línea de la sección. Sin embargo, si el terreno posee mucho detalle, como es el caso de este estudio, se puede llegar a sobrepasar el número de puntos soportado por el cálculo computacional del programa, el cual, se establece en 500 puntos. Para ello, introduciéndose en esta herramienta, se puede establecer una tolerancia de distancia vertical y horizontal, así como pendiente entre puntos, en aquellas secciones que superen dicho límite, eliminando puntos que estén por debajo de esta. Con ello se consigue reducir el tamaño de puntos en las secciones y así, evitar errores a la hora de la computación.

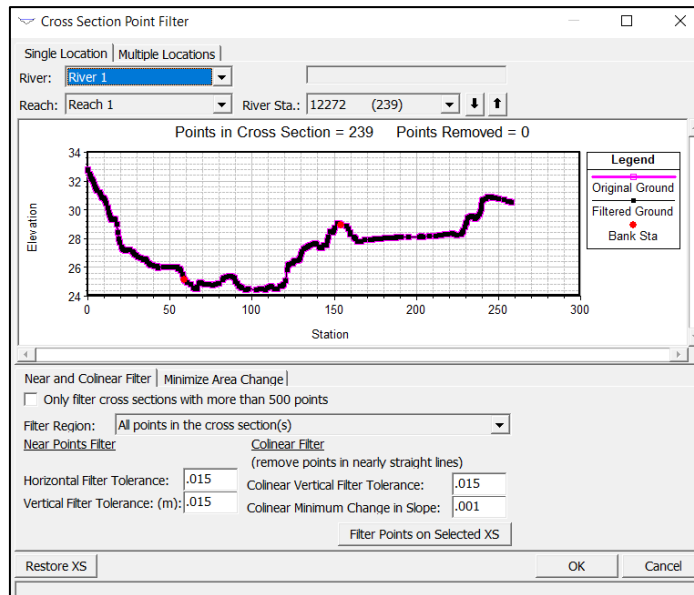


Figura 54. Cross Section Point Filter

### ➤ Cross Section

Dentro del editor de secciones, se deben modificar dos aspectos importantes dentro del modelo: la situación de levees o motas, y la colocación de zonas de inefectividad.

En el cálculo de las secciones transversales, a la hora de realizar el balance de las ecuaciones de energía entre secciones, el programa realiza una serie de sencillos cálculos para el cálculo del área de inundación asociada a cada periodo de retorno. Para ello, computa de forma vertical el área de la sección, desde la zona inferior a la zona superior. Esto provoca fallos dentro del cálculo de la zona de inundación, ya que se pueden computar puntos que estén a la misma cota que el cauce, pero situado fuera de los márgenes de este, como zona efectiva de inundación, lo cual es un cálculo erróneo y alejado de la realidad. Para ello, se sitúan motas o levees, dentro de las secciones transversales. Estas motas cumplen la función de acotar la zona del cauce como zona efectiva de inundación, y eliminar otras influencias exteriores que reduzcan erróneamente la altura de la lámina de agua. Solamente se llegará a inundar esas zonas excluidas, si el nivel del agua supera la altura de la mota, e inunda más allá de los márgenes.

Así mismo, es necesaria la aplicación de zonas de inefectividad dentro de las secciones transversales. En zonas de contracción/expansión del flujo, se suele formar, en las inmediaciones de estas, zonas de remanso, en las que el flujo permanece inmóvil o no sigue las líneas de flujo principales asociadas al cauce. Estas zonas de remanso son más acusadas en las expansiones del flujo, ocupando gran parte del terreno. Sin embargo, dentro del modelo computacional de HEC-RAS 1D, el cálculo de estas zonas de inefectividad no está implementado. Por ello, el usuario debe implementar a mano dichas zonas, colocando puntos dentro de las secciones transversales en las que se indique al programa, en que zonas debe situar el remanso, y hasta que altura sea efectiva esa zona.

### ➤ Bridge/Culvert

Uno de los principales objetivos de este trabajo era la modelización de un puente en varias casuísticas, con el fin de establecer las diferencias entre diferentes metodología de estudio (1D o 2D) y ver si los errores introducidos dentro del cálculo son lo suficientemente apreciables como para estar dentro de un margen de tolerancia que no evoque a un error del modelo. Tras la realización y modelización del puente en el análisis bidimensional, en los que se deben realizar aproximaciones sobre la geometría del puentes, el modelo unidimensional ofrece una herramienta

de creación de puentes mucho más completa que permite definir detalladamente la geometría del mismo, al contrario que su homólogo 2D.

Para la creación de un puente dentro de HEC-RAS es necesario, en primer lugar, situar dos secciones transversales a ambos lados del puente, que correspondan a aguas arriba y aguas abajo del puente respectivamente. Deben estar situadas a cierta distancia de los bordes del tablero para evitar errores computacionales a la hora de realizar el cálculo entre secciones transversales.

Para la introducción del tablero es necesario indicar dentro del programa varias variables para la correcta interpretación de este: en primer lugar, el ancho del tablero estudiado, así como la distancia entre las secciones aguas arriba y aguas abajo estudiadas, y posteriormente es necesario establecer las cotas que definirán la superficie del tablero y los terraplenes adyacentes. Para ello, se ha hecho uso del modelo LIDAR del terreno, con el fin de aproximar lo máximo la geometría del mismo. Una vez dispuesto el tablero, se debe introducir las pilas en el terreno. Para ello, los parámetros a introducir son: ancho de la pila, situación del eje central de la pila, y cota inicial y final de esta. Estos parámetros se han introducido para cada una de las seis pilas modeladas en el puente.

Por último, es necesario establecer la ecuación de cálculo para el modelado del puente. Son varias las opciones que presenta el programa: Energy, Momentum, Yarnell y WSPRO. Se ha estimado como ecuación principal, la ecuación Momentum, ya que establecía balance de energía entre secciones transversales incluyendo un coeficiente  $C_d$  cuyo valor estaba asociado a la forma de la pila. Debido a la influencia de este factor, se ha determinado que esta era la ecuación era la más adecuada para el modelo establecido.

- **Sediment Data**

Una de las razones principales para el uso de un modelo unidimensional en HEC-RAS es la capacidad de analizar los procesos de erosión/sedimentación asociados a un caudal de agua debido a una avenida. A través de diversas ecuaciones de transporte dentro del módulo de sedimentos, y con la información pertinente a la granulometría, HEC-RAS es capaz de modelar dichos procesos y establecer aproximaciones sobre los efectos de esos procesos sobre la geometría del cauce. Una de las principales motivaciones a la hora de realizar este trabajo era analizar la capacidad de modelización de este software y establecer las consecuencias que pueda acarrear la adición de este cálculo al modelo.

El cálculo de sedimentos dentro de HEC-RAS requiere de los siguientes elementos:

- **Max Depth**

Corresponde a la profundidad máxima, medida desde el terreno, que está permitida de ser zona erosionable. Una vez superada esa profundidad, el programa entenderá que existe material rígido no erosionable debajo de esa capa. Se ha tomado el valor de 5 metros.

- **Left/Right Sta**

Corresponde a los límites horizontales a partir de los cuales, el cauce deja de ser zona erosionable. Eventualmente, el programa, como primera aproximación, pone las bank lines como límite erosionable del lecho. Sin embargo, para un cálculo más exacto o aproximado, se ha tomado los límites correspondientes a la cota máxima del agua en un periodo de retorno de 500 años.



➤ Bed Gradation

Es necesario el estudio de la granulometría del lecho para el análisis de los procesos de sedimentación en HEC-RAS. La curva granulométrica da cierta aproximación de la caracterización del suelo que compone el lecho del río Viar y establece los parámetros necesarios para el cálculo de erosión y sedimentación dentro del cauce. Este dato resulta muy difícil de averiguar ya que son pocos los análisis granulométricos disponibles que se realizan sobre el lecho de un río. Afortunadamente, se pudo encontrar un análisis realizado por la comunidad de regantes de Cantillana, que establecían el porcentaje en arena y limos del suelo. A partir de esos datos, se ha interpolado la curva correspondiente a la granulometría final del lecho.

Otros factores importantes dentro de la caracterización de la sedimentación son la elección de las ecuaciones pertinentes al transporte de sedimentos. Existen en HEC-RAS múltiples ecuaciones a elegir. Sin embargo, se han escogido aquellas cuyo uso es el más común dentro del ámbito de la ingeniería fluvial. Concretamente se han escogido:

- Transport Function: MPM-Toffaleti
- Sorting Method: Thomas (Ex5)
- Fall Velocity Method: Ruby

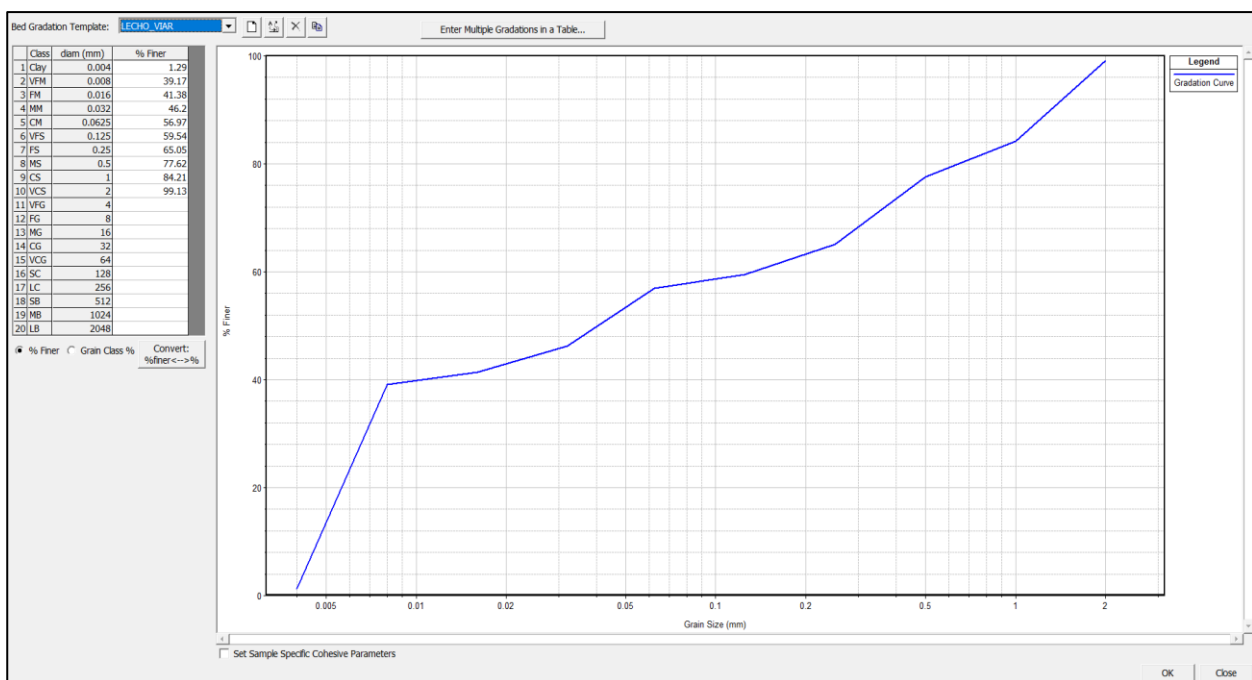


Figura 55. Granulometría correspondiente al lecho del río Viar

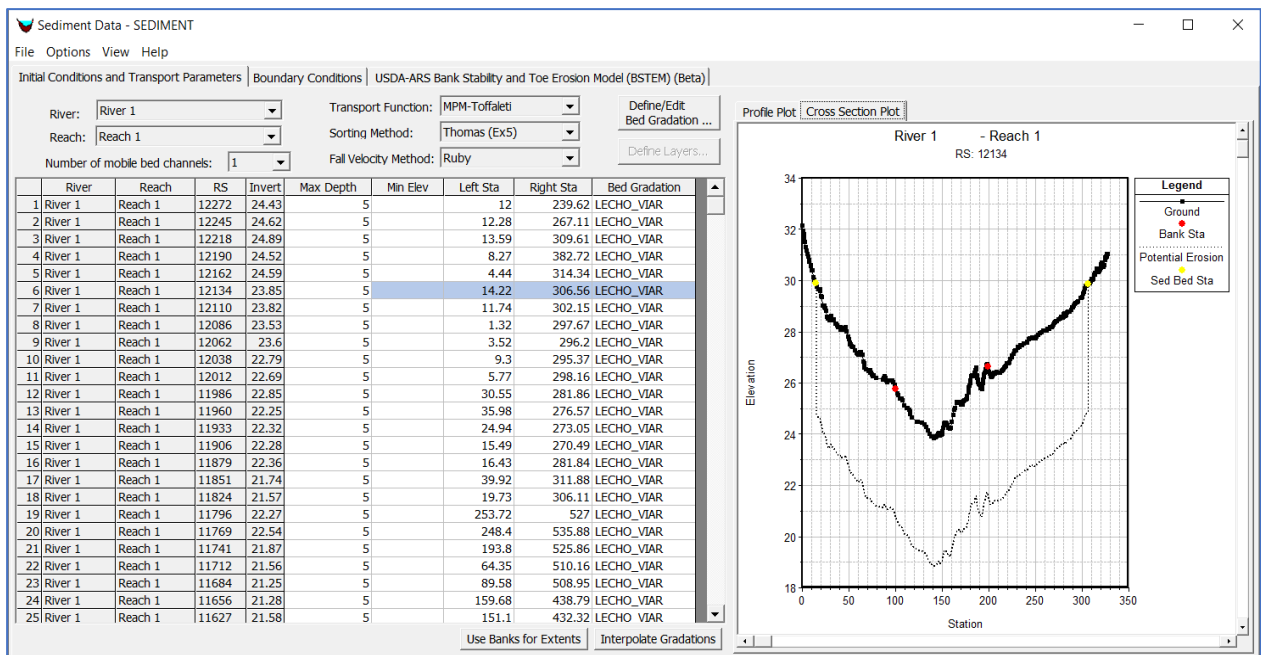


Figura 56. Sediment Data

Establecidos todos los parámetros asociados las variables del modelo, es necesario la introducción de los datos pertinentes en los módulos Steady Flow y Quasi-Unsteady con el fin de ejecutar la simulación correctamente.

#### ➤ Steady Flow

El módulo Steady Flow simula en régimen permanentes los caudales puntas asociados a distintos periodos de retorno. Para establecer correctamente los parámetros pertinentes del modelo, se debe crear tres perfiles diferentes asociados a cada periodo de retorno respectivamente, en donde se introduzca el máximo del hidrograma en cada uno. Posteriormente se debe introducir dos condiciones de contornos asociadas a la entrada y a la salida del modelo. Como condición de entrada se ha supuesto un calado normal igual a 0.01 en todos los perfiles calculados y una condición de salida de Known Water Surface, en el que se ha impuesto, el calado correspondiente a la inundación asociada a cada periodo de retorno en la sección final estudiada.

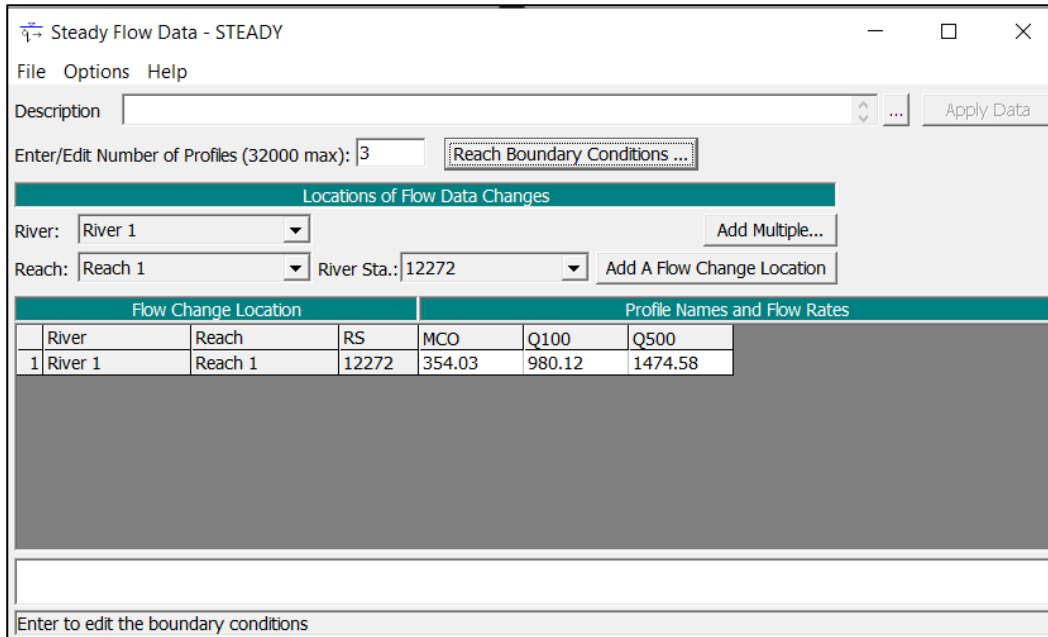


Figura 57. Steady Flow Data

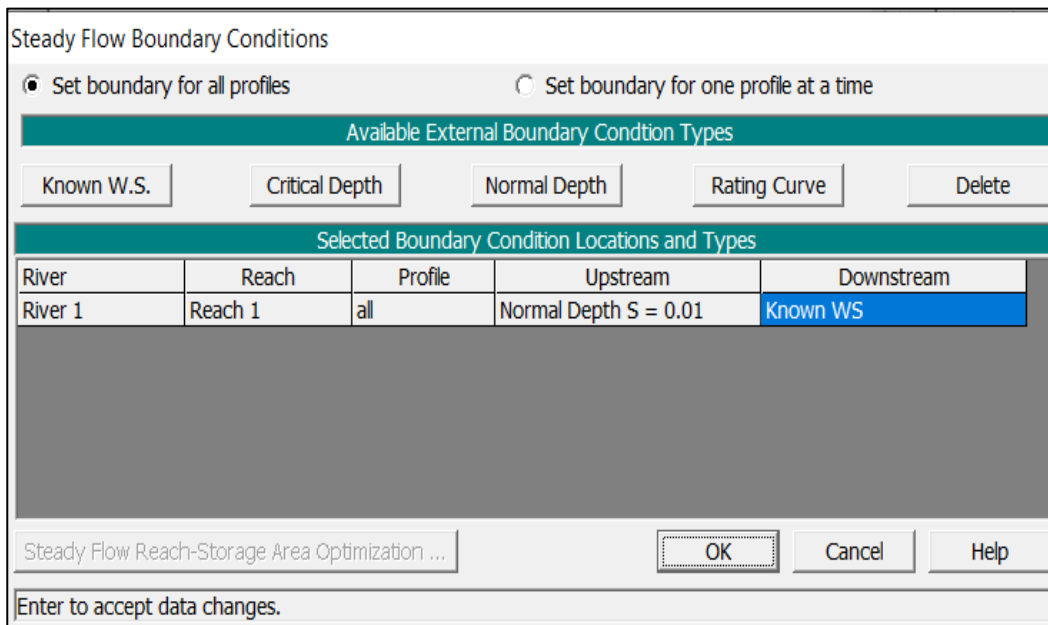


Figura 58. Steady Flow Boundary Conditions

➤ Quasi-Unsteady Flow

El módulo Quasi-Unsteady simula en régimen cuasi-permanente los hidrogramas asociados a cada uno de los periodos de retorno estudiado. Para ello, discretiza el hidrograma en bloques en una duración establecida, y mediante un balance de energía entre secciones transversales, realiza el cálculo de cada uno de los bloques. Para el cálculo de los parámetros pertinentes del modelo, es necesario introducir el hidrograma asociado al periodo de retorno estudio, estableciendo, tanto la duración entre bloques de este, como el computo de tiempo dentro del modelo, de resolución de cada bloque. Como condición de contorno de salida se ha dispuesto un calado normal con una pendiente igual al 0.002. Es necesario, a su vez, proporcionar un archivo de temperaturas en el que se establezcan estas, a lo largo de la duración del hidrograma. En este caso se ha dispuesto a lo largo de toda la duración de la simulación una temperatura de 20 °C

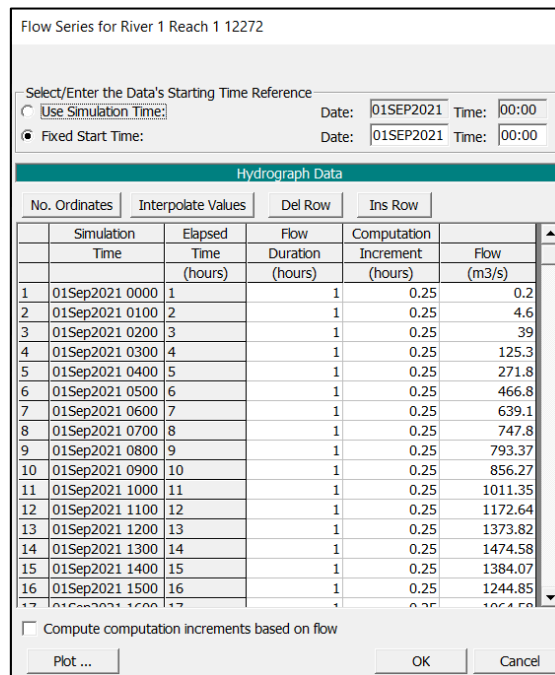


Figura 59. Flow Series Quasi-Unsteady

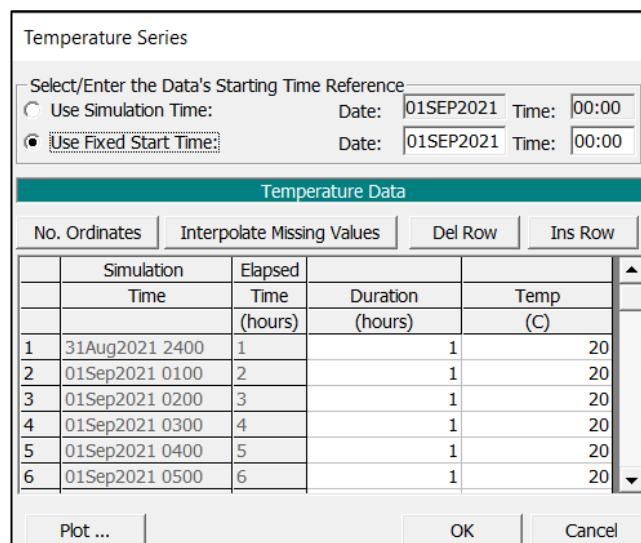


Figura 60. Temperature Series

## 6 COMPARATIVA ENTRE MODELOS

---

Este apartado tiene como objetivo ser el eje central de este Trabajo de Fin de Grado. A lo largo de este documento, se ha establecido como objetivo principal la comparativa de varios modelos antes las mismas condiciones externas, con el objeto de establecer si existieran diferencias notables entre los resultados de ambos. Además, se proponen diversas formas de modelar una misma situación con el fin de establecer una forma de modelización que sea la más efectiva posible. Para ello, a lo largo de los apartados anteriores, se ha descrito los pasos seguidos para la obtención de resultados, y una vez se han establecido todos los condicionantes previos, es necesario, resolver las simulaciones para establecer una comparativa entre modelos.

Principalmente se van a comparar 5 modelizaciones diferentes:

- Modelo en Delft-3D.
- Modelo 1D sin sedimentos en HEC-RAS.
- Modelo 1D con sedimentos en HEC-RAS.
- Modelo 2D con modelización de las pilas.
- Modelo 2D con modelización a través de Culvert.

### 6.1. Modelo en Delft-3D

Uno de los apartados más interesantes en la realización de este modelo era ver si ante un software no especializado en la resolución de entornos fluviales, se pudiera modelar el tramo de río dispuesto, y establecer una conclusión a partir de los resultados obtenidos. Sin embargo, se han encontrado varios factores condicionantes a lo largo de la realización del modelo en Delft-3D que han proporcionado datos suficientes como para establecer una conclusión clara acerca del modelo hidrodinámico en Delft.

#### 6.1.1. Resolución de la malla

Delft-3D, como se ha redactado en el apartado 4.1, es un software cuya finalidad principal es el análisis de zonas costeras, estuarios de ríos, etc. Enfocado principalmente, en el modelado marítimo, uno de los primeros inconvenientes a la hora de la modelización, ha sido la capacidad geométrica de definición de la malla. En una comparación con la modelización geométrica del software HEC-RAS, se ha visto, que, a la hora de definir y detallar la malla, Delft posee restricciones que afectan al modelado de la zona.

Concretamente, así como HEC-RAS permite el refinamiento de zonas concretas de la malla, a través de la creación de polígonos localizados en lugares de interés dentro del estudio, y con la capacidad de establecer un tamaño de celdas concreto para la zona delimitada, estableciendo, si el usuario lo indica, zonas de transición con las zonas menos refinadas para evitar problemas dentro del modelo numérico, Delft establece su refinamiento a través de la adición, mediante procesos iterativos por filas y columnas, de líneas interpoladas entre la malla original donde el usuario debe introducir el número de líneas que se requieran para formar las celdas del tamaño deseado. Todo esta introducción de parámetros manuales, no solo provoca un proceso más tedioso y lento para el usuario, sino que, a su vez, la capacidad de refinamiento por zonas se ve mermada, ya que, para el refino de la zona correspondiente al puente, es necesario refinar todas las filas de la malla referidas a esas coordenadas, sin poder establecer ciertos límites en las zonas correspondientes a los márgenes del río. Esto provoca que sea necesario obtener en zonas de poco interés para el estudio, tamaños de celdas pequeños que provocan **una mayor densidad en la malla que resulta poco beneficioso para el modelo.**

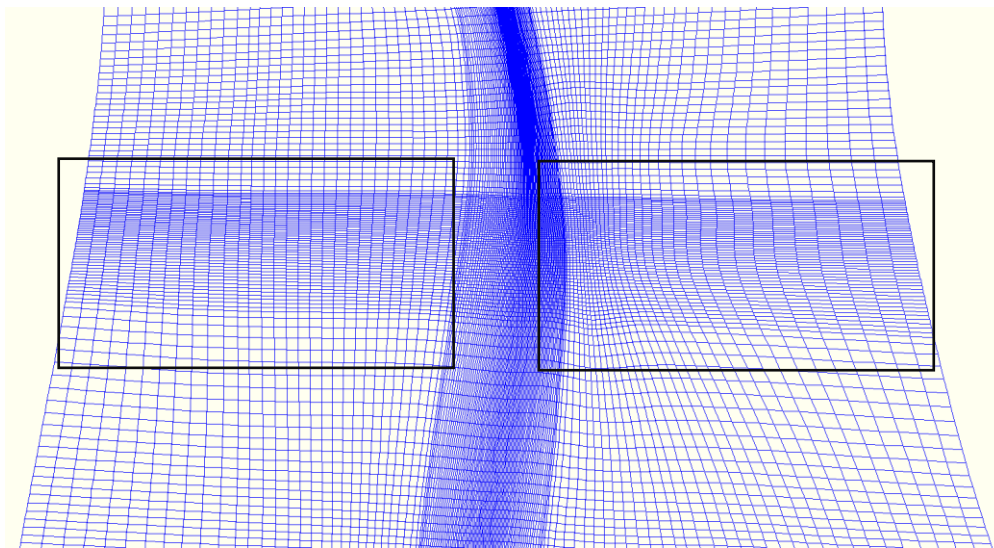


Figura 61. Densificación de la malla en Delft-3D

### 6.1.2. Condiciones iniciales

Otro de los factores determinantes a la hora de realizar el modelo ha sido la introducción de las condiciones iniciales dentro del módulo FLOW. Es importante destacar, dentro del modelo numérico de Delft, que es necesario que, para que el software entienda que debe introducir agua en la celda, a partir de las condiciones de contorno, la celda debe estar previamente mojada. Dado que la topografía inicial del terreno está completamente seca, se plantearon dos soluciones iniciales para resolver este problema:

- Introducir previamente una descarga correspondiente al hidrograma en las primeras horas, en las celdas aguas arriba de la malla, y establecer una simulación previa, con el fin de exportar los resultados en un fichero .ini e introducirlos en el modelo final.
- Alargar el tiempo de simulación con el fin, de establecer en las primeras horas de hidrograma una descarga de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  con una duración de dos horas, con el objetivo de establecer una lámina inicial de agua, para mojar las celdas correspondientes al cauce del río.

Esto provoca que sea necesario establecer condiciones artificiales previas dentro del modelo, que pueden dar **resultados distorsionados del modelo**, y en algunos casos, puede no solucionar totalmente la problemática. Este comportamiento de Delft surge debido a su enfoque en las zonas marítimas, en las que todas las celdas de la batimetría están mojadas, ya que están por debajo del nivel mar.

### 6.1.3. Modelado de la estructura.

Uno de los inconvenientes principales a la hora de la simulación en Delft, resulta de la modelización de una estructura compleja tal y como, se pretendía con el puente sobre el río Viar. Delft posee herramientas para la creación de estructuras tales como diques o espigones situados en zonas costeras; sin embargo, en una primera instancia, no se pudo realizar ninguna aproximación de dichas estructuras a la geometría del puente, por lo que se tuvo que recurrir a otras soluciones.

Al igual que en el modelo planteado en HEC-RAS, es posible introducir un MDT que posea las pilas dentro del terreno superpuestas o establecer puntos dentro del mallado donde se impida el paso del flujo por las celdas indicadas. A pesar de que los resultados iniciales estimaban que la lámina quedaba por debajo del tablero, resultaba interesante el grado de complejidad que suponía la ejecución de dicha estructura, con una geometría lo más pareja a la realidad posible.

Otro factor importante dentro de la modelización de la estructura fue el desconocimiento de la resolución del modelo numérico si el agua actuara en régimen a presión por los vanos conformados por las pilas del terreno en el caso de una sobreelevación, así como la formación de un vertedero por la parte superior del tablero. Todas estas incógnitas formaban parte del interés por la modelización en Delft, para establecer las herramientas del modelo ante la situación de este problema.

Sin embargo, tras la incapacidad de establecer un modelo hidrodinámico que fuera estable, y ante la consulta de documentos acerca de la modelización de estructuras, se llegó a la conclusión que Delft requiere de un mayor proceso de aprendizaje y trabajo para la modelización de una estructura con una geometría más detallada. El proceso de creación de un tablero o de los vanos que existen entre las pilas, requiere de un conocimiento detallado del análisis multicapa del modelo, así como el uso de herramientas complementarias que dificulta en exceso el proceso de modelado.

### 6.1.4. Time-Step

El tiempo de paso o time-step es una condición vital para un modelo hidrodinámico. Establece el tiempo de cálculo entre el volumen de las celdas, a través de la condición de Courant. Tiempos de paso más pequeños establecen simulaciones más duraderas en el tiempo, pero a su vez, más precisas. Es necesario asegurar cierta estabilidad dentro del modelo que permita obtener tiempos de simulación lo más tolerables posibles y resultados de una cierta precisión. Sin embargo, uno de los problemas encontrados en la simulación mediante Delft, ha sido la gran dificultad que ha supuesto la obtención de un time-step que asegurara una simulación sin fallos en la convergencia de los niveles de agua entre las celdas.

Definiendo el time-step, dentro del módulo FLOW, con un valor de 0.001 minutos (es decir, 0.06 segundos) para una simulación de 48 horas, se presentaron errores de convergencia pasados 20 o 25 minutos de simulación en las que el calado entre dos celdas resultaba mayor de 25 metros. **Con el time-step asignado, la simulación se extendía en tiempo real a más de 24 horas.** Esto resulta computacionalmente ineficiente dentro de este programa.

```

13196 *** WARNING Velocity change too high > 5.00 m/s (per 0.5 DT) after 140078 timesteps in the following points:
13197 (m,n,k) = (464,99,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.319E+02, -0.197E+02, 0.122E+02
13198 (m,n,k) = (464,100,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.327E+01, -0.321E+02, 0.238E+02
13199 (m,n,k) = (465,86,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.146E+02, 0.000E+00, 0.146E+02
13200 (m,n,k) = (465,99,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.231E+02, 0.000E+00, 0.231E+02
13201 (m,n,k) = (465,101,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.136E+02, -0.244E+02, 0.107E+02
13202 (m,n,k) = (466,86,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.142E+02, 0.000E+00, 0.142E+02
13203 (m,n,k) = (466,99,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.146E+02, 0.000E+00, 0.146E+02
13204 (m,n,k) = (467,91,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.784E+01, -0.130E+02, 0.520E+01
13205 (m,n,k) = (467,93,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.213E+02, -0.149E+02, 0.643E+01
13206 (m,n,k) = (467,100,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.166E+02, -0.232E+02, 0.659E+01
13207 (m,n,k) = (467,102,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.162E+02, 0.000E+00, 0.162E+02
13208 (m,n,k) = (469,101,1), u0, ul, abs(u0-ul): -0.141E+01, -0.942E+01, 0.801E+01
13209 *** WARNING Velocity change too high > 5.00 m/s (per 0.5 DT) after 140078 timesteps in the following points:
13210 (m,n,k) = (462,101,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.301E+01, 0.966E+01, 0.685E+01
13211 (m,n,k) = (464,83,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.489E+01, -0.126E+01, 0.615E+01
13212 (m,n,k) = (465,84,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.417E+01, -0.834E+00, 0.501E+01
13213 (m,n,k) = (465,94,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.278E+02, 0.135E+02, 0.143E+02
13214 (m,n,k) = (465,100,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.710E+01, 0.255E+02, 0.184E+02
13215 (m,n,k) = (466,86,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.111E+02, 0.406E+00, 0.107E+02
13216 (m,n,k) = (466,87,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.227E+02, 0.139E+02, 0.880E+01
13217 (m,n,k) = (466,88,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.120E+02, 0.253E+02, 0.133E+02
13218 (m,n,k) = (466,93,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.393E+01, 0.101E+02, 0.623E+01
13219 (m,n,k) = (466,95,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.812E+01, 0.220E+01, 0.592E+01
13220 (m,n,k) = (466,97,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.890E+01, 0.143E+02, 0.538E+01
13221 (m,n,k) = (466,99,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.134E+02, 0.515E+01, 0.829E+01
13222 (m,n,k) = (466,100,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.301E+02, 0.161E+02, 0.140E+02
13223 (m,n,k) = (466,101,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.119E+02, 0.242E+02, 0.123E+02
13224 (m,n,k) = (467,86,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.749E+01, 0.117E-01, 0.748E+01
13225 (m,n,k) = (467,91,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.107E+02, -0.111E+01, 0.119E+02
13226 (m,n,k) = (467,99,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.145E+02, 0.215E+02, 0.700E+01
13227 (m,n,k) = (468,83,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.851E+01, 0.260E+01, 0.590E+01
13228 (m,n,k) = (468,94,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.166E+02, 0.105E+02, 0.698E+01
13229 (m,n,k) = (468,96,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.969E+01, 0.181E+02, 0.846E+01
13230 (m,n,k) = (468,100,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.317E+02, 0.202E+02, 0.115E+02
13231 (m,n,k) = (468,101,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.106E+02, 0.254E+02, 0.148E+02
13232 (m,n,k) = (469,101,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.135E+02, 0.223E+02, 0.882E+01
13233 (m,n,k) = (470,100,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.276E+02, 0.192E+02, 0.844E+01
13234 (m,n,k) = (470,101,1), v0, v1, abs(v0-v1): 0.627E+01, 0.171E+02, 0.108E+02
13235 *** WARNING No convergence in UZD at tstep: 140077
13236 *** ERROR Water level change too high > 25.00 m (per 0.5 DT) after 140079 timesteps in the following points:
13237 (m,n) = (467,91), s0, s1, abs(s0-s1): 0.104E+02, 0.400E+02, 0.296E+02
13238 *** ERROR Flow exited abnormally
    
```

Figura 62. Fichero de errores en Delft-3D

Dichos fallos pueden surgir por varios motivos de los motivos aquí descrito. Algunos de ellos pueden resultar debido a el tamaño de celda obtenido. Dentro de la geometría del puente, para asegurar precisión en los resultados, ha sido necesario la utilización de celdas con tamaño 2x2. En el apartado 6.1.1. se ha establecido la inconveniencia de obtener mallas con mucha densidad de celdas ya que resulta computacionalmente hablando, tremendamente lento.

El modelo de Delft trabaja mediante el cálculo de diferencias finitos para la resolución del modelo hidrodinámico. Dicho modelo es **altamente sensible a grandes variaciones de cota del terreno** dentro de la topografía de este, situadas en una misma celda. La topografía del terreno de Cantillana está constituida principalmente por un perfil acusado, donde se encuentran zonas con un crecimiento rápido de cota al lado de zonas relativamente llanas, cercanas al cauce. Un problema asociado al mallado referido a Delft, resulta de no adecuar el programa, las celdas a la topografía del terreno, y no poseer la capacidad de subdivisión de celdas por parte del usuario referidas a grandes cambios de nivel en la superficie de terreno. Al no estar establecidas las celdas de una forma eficiente, el programa arroja errores a la hora de la ejecución de este, referidos a la convergencia entre las celdas. Todos estos problemas suponen una dificultad para el modelado hidrodinámico de la zona, los cuales, no han sido posible resolver.

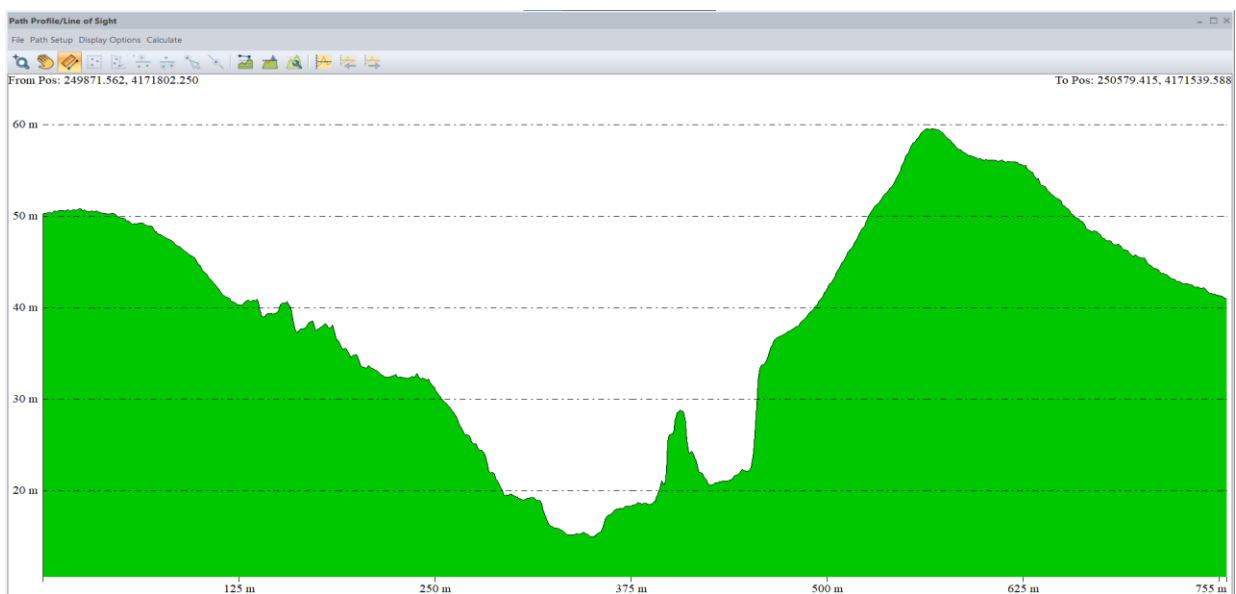


Figura 63 . Perfil transversal del terreno aguas arriba del puente.



Esto ha supuesto la decisión final de **no usar el software Delft-3D** como programa de modelado hidrodinámico para el cauce del río Viar dado a los numerosos problemas referidos en este documento. Se establece que la dificultad de realización de este, así como la poca versatilidad de opciones, dentro del enfoque en este documento expuesto, no resulta compensatorio, en lo que a tiempo y resultados se refiere. Por ello, se ha propuesto la realización del modelo en otro software con el propósito de establecer cuáles son las ventajas e inconvenientes que este produce, en comparación con Delft-3D.

## 6.2 Comparativa entre modelos de HEC-RAS

La resolución de la zona de Cantillana en un modelo unidimensional y bidimensional en HEC-RAS no tiene como objetivo, sino el establecimiento de las ventajas e inconvenientes que presentan cada uno, y de las diferencias apreciables, así como, cómo afectan estas a los resultados obtenidos por estos modelos. A través de una comparativa entre las resoluciones obtenidas, se pretende establecer ciertas bases que establezcan a la hora de realizar un modelo, una **ayuda para determinar la idoneidad de un modelo** referido a un estudio concreto. Para ello se realizarán múltiples comparaciones entre:

- Modelo 2D con las pilas en el terreno y modelo 2D con la geometría del culvert.
- Modelo 2D con las pilas en el terreno, modelo 2D con culvert y modelo 1D con la geometría del puente
- Modelo 2D con la geometría del puente y modelo 1D con el módulo de sedimentos.

En último lugar, y como un apartado añadido al objetivo de este Trabajo de Fin de Grado, se pretende estudiar la erosión producida por el flujo del agua sobre el terreno, debida a la granulometría del lecho, y como afecta las zonas de contracción/expansión en del flujo en la zona del puente, a dicho fenómeno.

### 6.2.1. Consideraciones previas: estabilidad de la simulación

Previo paso a la comparación de los modelos entre sí es interesante realizar una comparativa entre resultados obtenidos por el mismo modelo 2D asociado cada uno a su geometría correspondiente. El interés relativo en ello resulta del estudio de la estabilidad de los modelos una vez arrojan resultados. Ante la premisa de modelización del puente en sus dos vertientes, el análisis del modelo numérico puede arrojar información útil para el usuario respecto a la forma más fiel de modelar una estructura en el terreno y asegurar la precisión en los resultados.

Para ello, se remitirá las conclusiones, a los resultados obtenidos de la lámina de agua, en la sección correspondiente al puente, con el objeto de establecer si existen errores en el cómputo que hagan destacar la precisión de una modelización frente a otra.

En primer lugar, se destaca el modelo obtenido para las pilas en el terreno. A través de la modelización propuesta, se ha simulado, como se ha descrito en el apartado 5.2.1.1, tres casos asociados a tres periodos de retorno: MCO, Q100 y Q500. Cada hidrograma asociado a cada periodo de retorno arroja, como era de esperar, distintas zonas de inundación asociadas a la magnitud de los caudales punta. Estas simulaciones han requerido entre 5 y 7 horas cada una, de tiempo real de cómputo.

El resultado final respecto a la zona inundable posee, en el análisis de un estudio hidráulico una información de valor, ya que permite al usuario y a las entidades pertinentes obtener un orden de magnitud ante una crecida extraordinaria y establecer, las medidas de protección pertinentes para asegurar la zona correspondiente a la población y las zonas de trabajo rural. Sin embargo, esta información, arroja, desde otro punto de vista, una información sobre la modelización propuesta, que puede resultar de gran importancia para el avance en los estudios hidráulicos futuros.

La estabilidad del modelo requiere de juicio crítico por parte del usuario, que asegure que lo que se está modelizando se aproxime lo máximo posible a un comportamiento real. Una forma de establecer si un modelo posee más estabilidad a la hora del cálculo resulta de la forma en la que se ha propuesto este Trabajo de Fin de Grado. A través de las secciones transversales comentadas anteriormente, se analizará la geometría de la lámina de agua, con el objeto de determinar, cual puede ser más representativo de la realidad.

A continuación, se exponen los resultados obtenidos en la sección transversal del puente para la geometría con las pilas y la geometría dispuesta con el culvert.

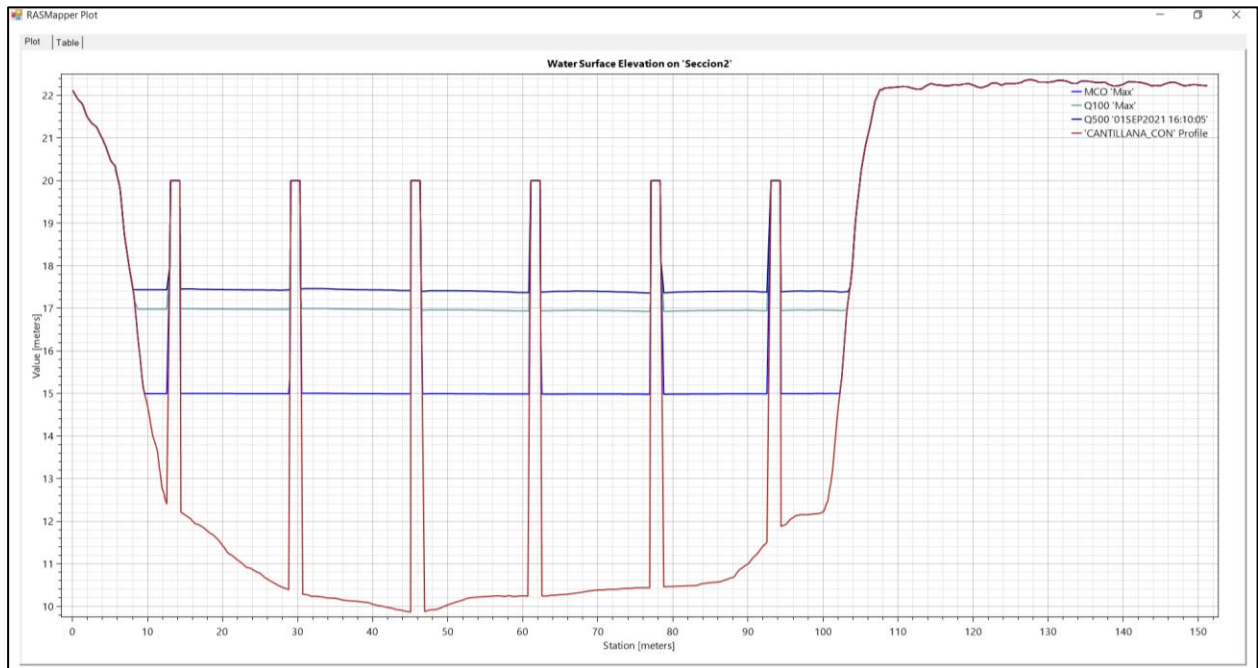


Figura 64. MCO, Q100 y Q500 para la geometría con las pilas

En un análisis crítico de la sección transversal resultante de la geometría con las pilas para cada periodo de retorno, **los resultados parecen estar conformes a la lógica de lo que a un estudio hidráulico se refiere**. La altura de la lámina de agua adquiere mayor cota, a medida que se aumenta el periodo de retorno calculado, asociado a un caudal punta de mayor valor, siendo la diferencia de cota entre la MCO y el Q100 mucho más pronunciada que la diferencia entre Q100 y Q500. Posteriormente, se establecerán los posibles efectos de acumulación que puedan producirse por la inclusión de las pilas en el terreno.

Así mismo, es notable destacar, que salvo por pequeños fallos dentro del modelo numérico entre la zona seca de la pila, y la zona mojada (efectos completamente normales dentro de la computación de la simulación, ya que siempre hay cierto margen a la tolerancia de errores), la lámina de agua permanece regular a lo largo de toda la sección, manteniendo todos los puntos que la conforman a la misma cota, formando una superficie perfectamente horizontal.

Partiendo de la geometría referida a las pilas, establecer una comparativa a efectos de estabilidad del modelo con la geometría compuesta por el culvert establecería un criterio para la utilización de uno u otro modelo. En primer lugar, cabe destacar que la lámina de agua nunca llega a la cota superior de las pilas. Esto supone que **el tablero jamás entraría en juego, dentro de los cálculos** hidráulicos de la sección, pudiendo confirmar la simplificación de la geometría de las pilas más fácilmente que la realización de un culvert.

Aun así, existe, en la comparativa con la sección transversal con la geometría del culvert, una diferencia de estabilidad apreciable que debe ser tomada en cuenta. Si se observa la lámina de agua resuelta a través del modelo bidimensional con la geometría de culvert, se puede apreciar en términos de la altura de la lámina de agua, que ambos modelos presentan, para los tres periodos de retorno estudiados, en la misma sección, cotas similares de la lámina de agua salvo en el caso de Q500. A efectos de cálculo, establecería un punto de partida para considerar el modelo culvert como una elección viable para la resolución del modelo.

Sin embargo, si se aprecia la geometría de la superficie de la lámina, **se puede observar cómo ésta resulta irregular**, a lo largo de toda la sección, establecida por una serie de ondulaciones que se hacen más acusadas en zonas cercanas a los espacios entre los culvert, en los tres periodos de retorno estudiados. Esto se debe a que **la presencia de la geometría con el culvert genera una serie de “turbulencias” o “ruido” dentro del flujo**,

fruto del modelo numérico aplicado. La resolución de la lámina de agua se torna más compleja en torno a la estructura, **dando problemas de estabilidad dentro del modelo** y estableciendo resultados más dispares. Dicho suceso pudo ser comprobado en los periodos de simulación en los que se apreciaba mayores errores de convergencia, sin llegar nunca a valores fuera del margen tolerable de error.

Es necesario destacar, que una de las simplificaciones del modelo culvert, se establecen en que la sección efectiva que se interpone al cauce jamás será la sección efectiva real, ya que se trata de una geometría aproximada basada en la superposición de figuras rectangulares.

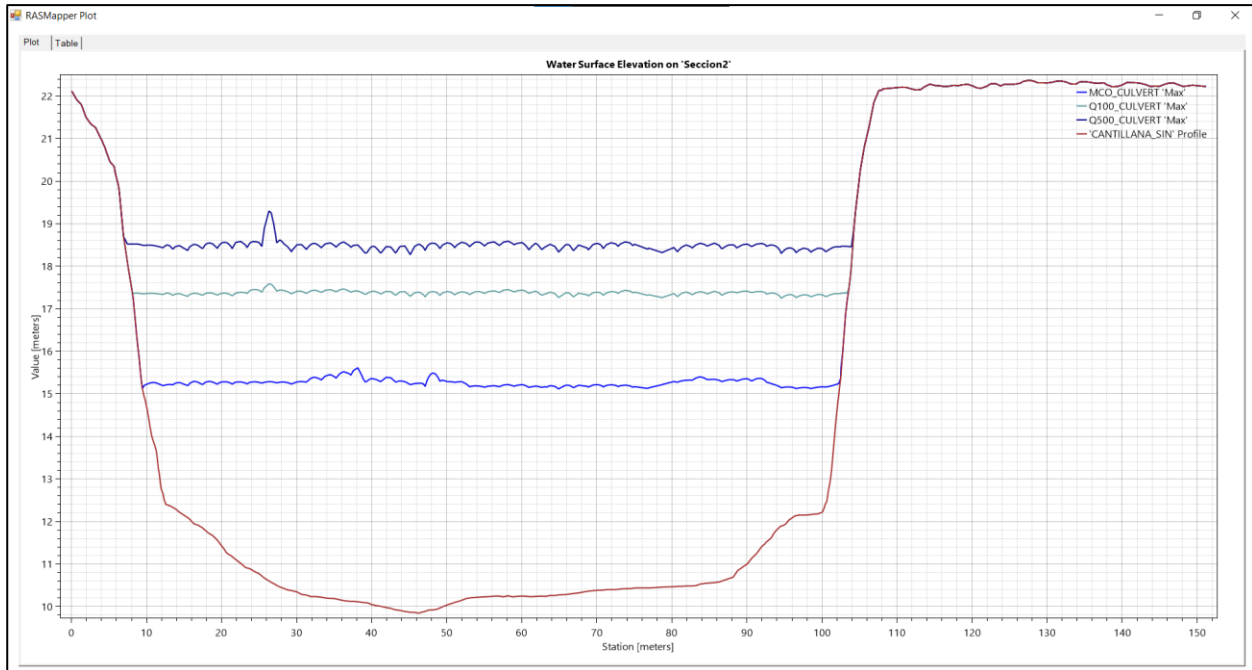


Figura 65. MCO, Q100 y Q500 para la geometría aproximada con Culverts.

## 6.2.2. Comparación del modelo 2D: PILAS – CULVERT

Partiendo de las conclusiones del apartado anterior, el efecto de la estabilidad establece una de las bases para la toma de decisión a la hora de la modelización. Sin embargo, es clave destacar, dentro de los aspectos hidráulicos, cuáles son las diferencias entre ambos modelos y que efectos se producen en función de la geometría de las pilas o la geometría del culvert.

Se ha mencionado anteriormente un posible efecto de acumulación debido a la obstrucción del flujo por parte de la estructura dentro del cauce, que provoque una sobreelevación de la lámina de agua, aguas arriba del puente, y una reducción de la velocidad en las zonas en contacto con las pilas y un aumento de la velocidad del flujo en los vanos debido a las zonas de contracción/expansión del flujo que se producen. Todo ello son efectos predecibles dentro de los modelos hidráulicos, y cuyo comportamiento está estudiado por las ecuaciones que gobiernan el flujo. Sin embargo, el objeto de este documento es establecer, si a efectos prácticos, en el modelado del puente, el uso de las pilas o el uso de los Culverts pueden provocar un efecto de sobreelevación magnificado por el área efectiva de paso.

Para ello, mediante la modelización asociada a tres periodos de retorno distintos, se ha calculado el perfil longitudinal de las tres casuísticas propuestas, así como la evolución temporal de la cota de la superficie de agua y la velocidad en tres puntos conocidos del cauce:

- A 5 kilómetros del inicio del cauce, situación aguas arriba del puente (Punto A)
- A 6.48 kilómetros del inicio del cauce, situado en el centro del tablero del puente. (Punto B)
- A 7 kilómetros del inicio del cauce, situado aguas abajo del puente. (Punto C)

La razón por la que se han elegido dichas localizaciones surge de estudiar tres zonas dentro del entorno del cauce: la zona aguas arriba no afectada por la perturbación del puente, la zona que representa el punto crítico debido a los efectos de la estructura sobre el cauce y la zona que establece la vuelta al régimen no perturbado del cauce.

A continuación, se exponen los modelos.

### 6.2.2.1. MCO

En este apartado se dispondrán las gráficas obtenidas a partir del modelo para un periodo de retorno igual a la máxima crecida ordinaria (5 años).

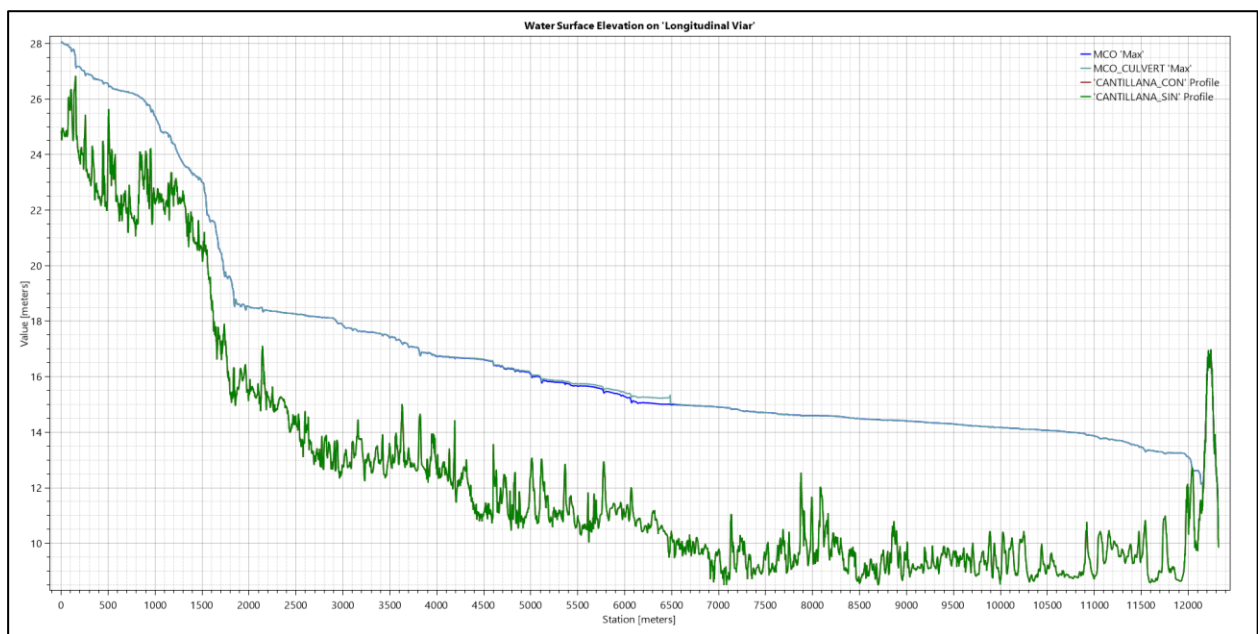


Figura 66. Perfil longitudinal PILAS-CULVERT (MCO)

- Punto A

En el punto A del cauce, la perturbación debida a la modelización del puente es poco apreciable en ambos modelos propuestos. Cabe destacar una ligera sobre elevación de la lámina de agua, en la geometría dispuesta a través del culvert, en momentos de la simulación avanzados en el tiempo. Este efecto puede deberse a una propagación aguas arriba de los efectos hidráulicos que se producen en la estructura, y que establezcan dicha diferenciación mínima entre cotas.

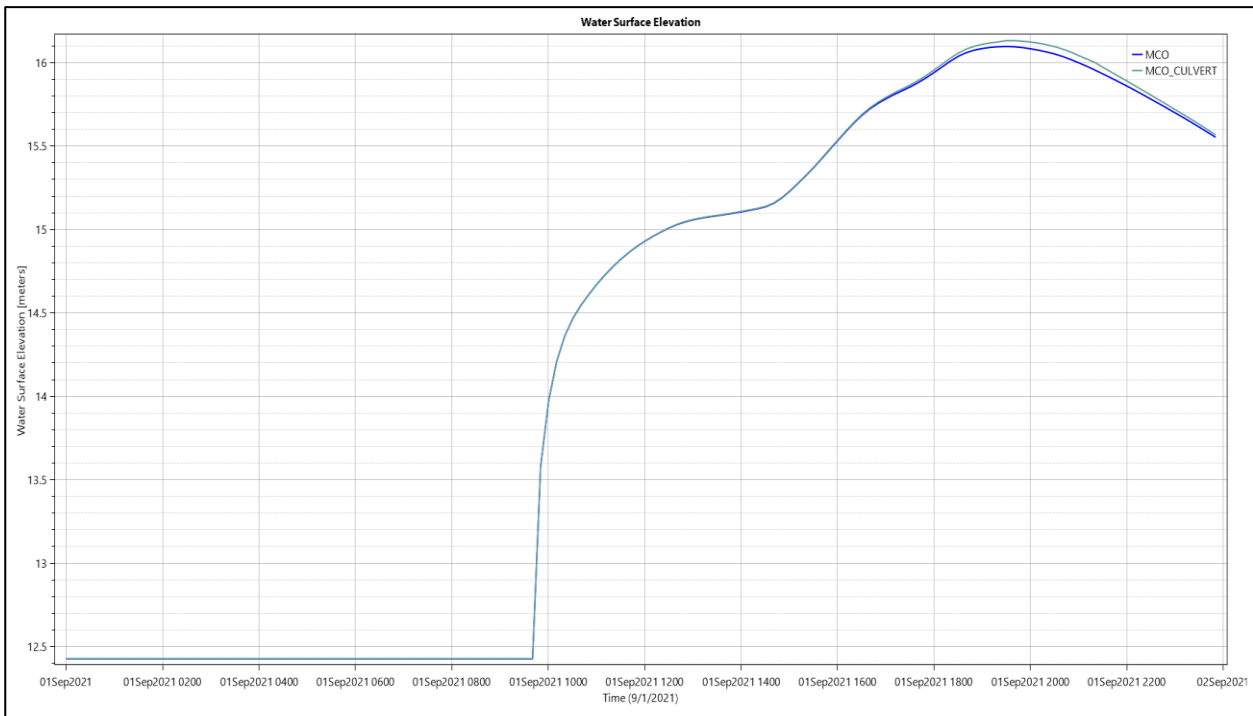


Figura 67. Evolución temporal del WS en el kilómetro 5 del cauce (MCO)

Así mismo, el estudio en los intervalos de tiempo donde se produce la diferenciación entre cotas, aplicado sobre las velocidades refleja efectos hidráulicos coherentes con la situación anteriormente dispuesta. Efectos de sobre elevación de la lámina de agua, ante un régimen hidráulico semejante, establece velocidades ligeramente inferiores en la geometría dispuesta por los Culverts, debido al aumento de sección efectiva de la zona de inundación. Cabe destacar que dichas reducciones son de un orden de magnitud insignificante respecto al total.

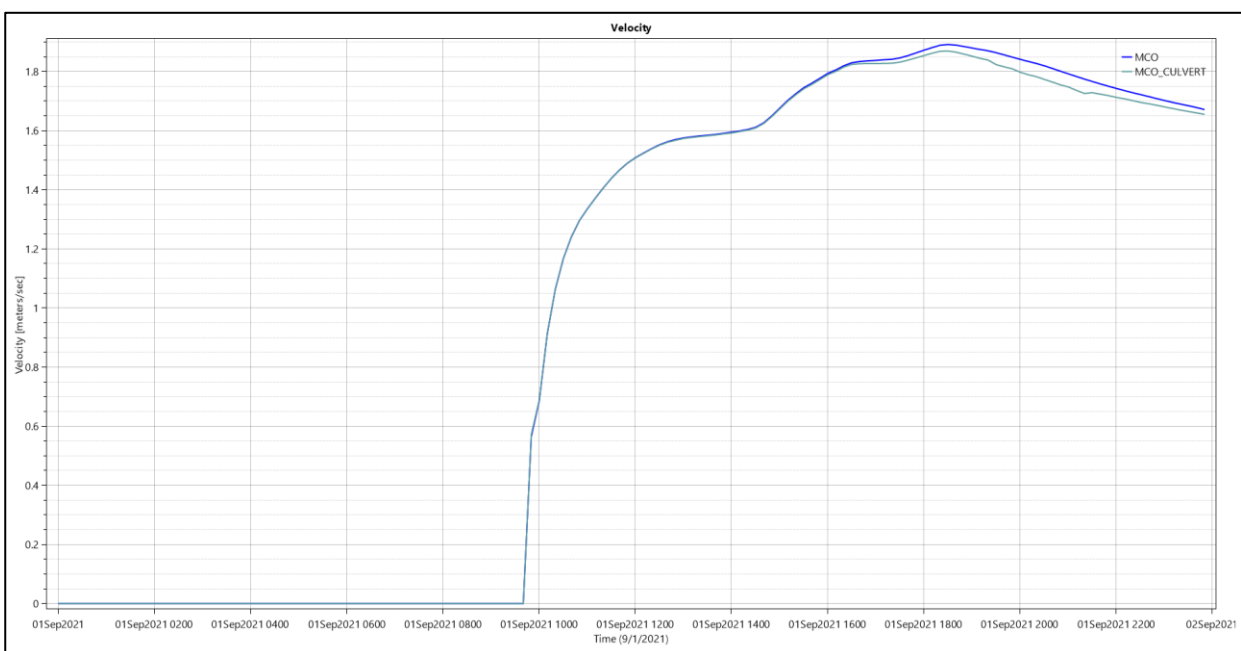


Figura 68. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 5 del cauce (MCO)

- Punto B

En el punto B del cauce, situado en la mediación del puente, en los primeros instantes de tiempo es posible apreciar como son semejantes las cotas de la superficie de agua, lo cual indica que **los efectos de acumulación en caudales bajos son de una magnitud inferior**. El efecto de sobre elevación de la lámina de agua de la geometría dispuesta por los Culverts, resulta de mayor magnitud respecto al punto anterior en instantes de tiempo donde se alcanza el pico del hidrograma asociado al modelo aun siendo esta diferenciación de solo unos centímetros.

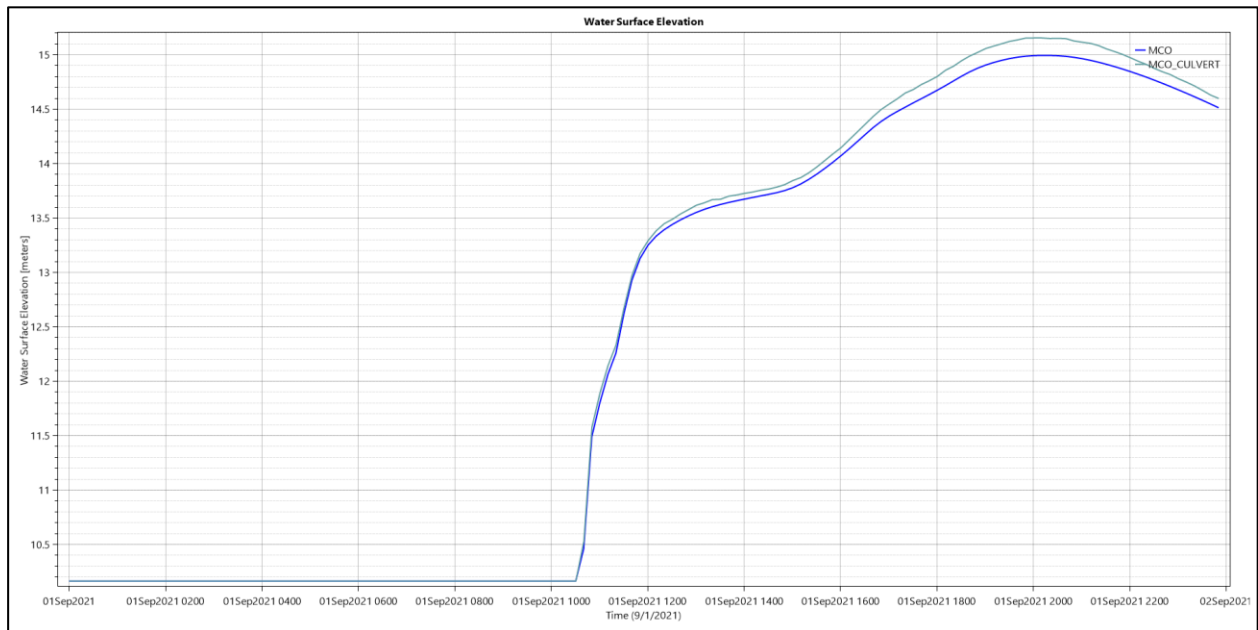


Figura 69. Evolución temporal del WS en el kilómetro 6.48 del cauce (MCO)

En la evolución temporal de la velocidad, se puede apreciar, en la **geometría dispuesta por los Culverts una gran inconsistencia e inestabilidad en los valores reflejados**. En un análisis comparativo, la geometría establecida a través de las pilas modeladas dentro del terreno establece un perfil más estable, poseyendo valles en zonas donde se alcanza caudales mayores, fruto de la fricción con la estructura dispuesta. A medida que el flujo se estabiliza, se aumenta la velocidad dentro del fluido hasta llegar a la punta del hidrograma. Sin embargo, para la geometría mediante Culverts, aunque posee en una visión general, un esquema similar, se producen grandes variaciones y fluctuaciones.

Esto puede deberse al modelo numérico utilizado para el cálculo, el cual, en el apartado 6.2.1, se hacía referencia, estableciendo como variable la estabilidad del modelo ante la presencia de la estructura dispuesta a través de los Culverts. Es posible apreciar en los resultados previstos, como HEC-RAS posee mayores dificultades de cálculo para una simulación con resultados más estables cerca de la geometría del puente dispuesta. Las grandes variaciones de velocidad en intervalos de tiempo relativamente cortos ponen en duda los resultados obtenidos a través de la modelización, ya que dichas inestabilidades son, estableciendo un juicio crítico, resultados poco fiables.

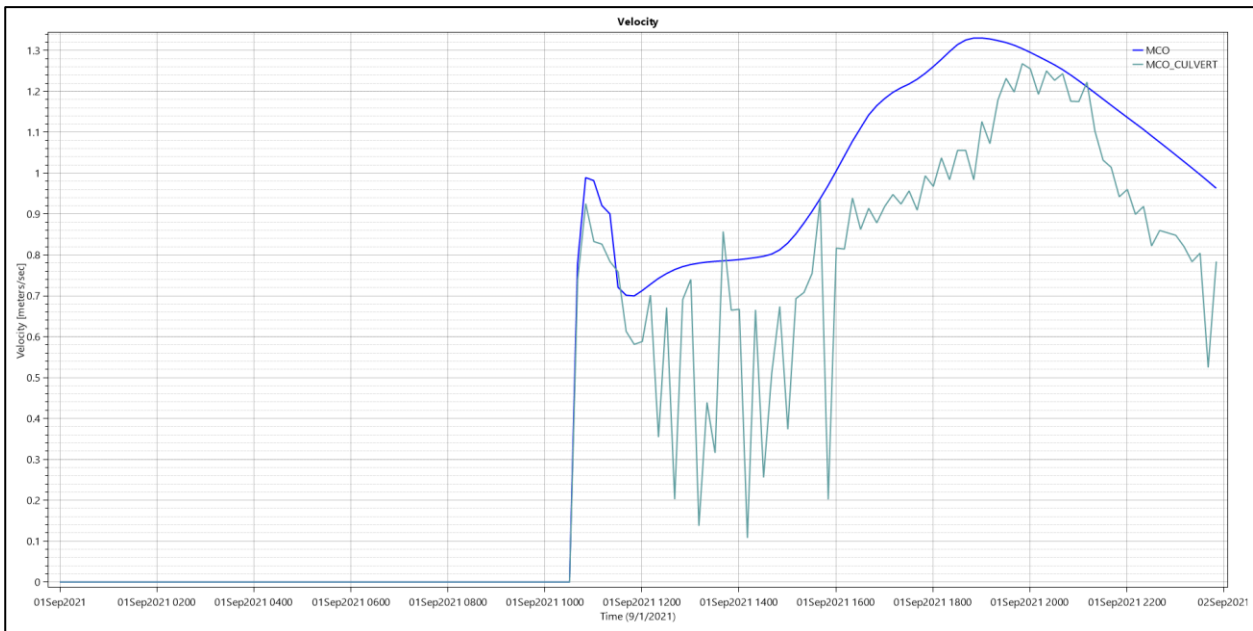


Figura 70. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 6.48 del cauce (MCO)

- Punto C

Una vez sobrepasada la estructura, y los efectos sobre el flujo que ésta pueda tener, se puede apreciar como la estabilidad del flujo de ambas modelizaciones se restaura por completo, dando resultados completamente idénticos para ambas estructuras dispuestas en todos los instantes de tiempo calculados.

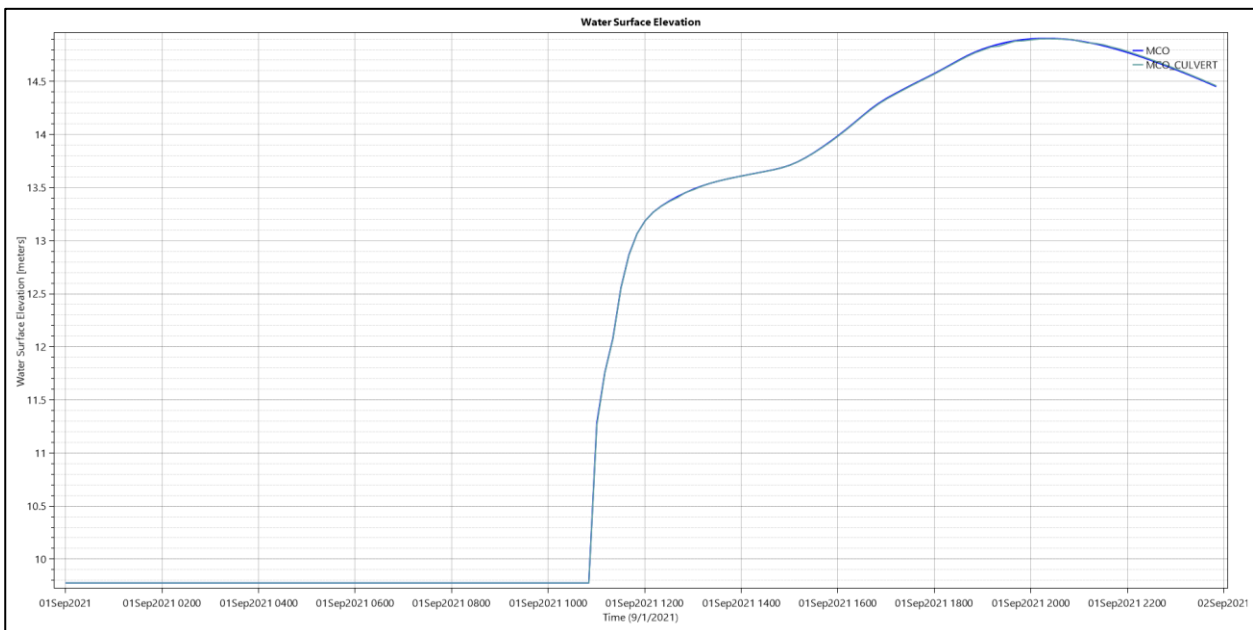


Figura 71. Evolución temporal del WS en el kilómetro 7 del cauce (MCO)

Así mismo, tal y como pasaba con los resultados referentes a la cota de la lámina de agua, **los resultados obtenidos para la velocidad se estabilizan una vez pasada la estructura** y adquieren un carácter semejante a lo largo del tiempo para ambas modelizaciones, presentando pequeñas variaciones de poca magnitud en algunos puntos de la simulación

Esto establece a priori, a espera del estudio de casos de mayor magnitud, una clara ventaja para la modelización a través de la introducción de las pilas en el terreno, ya que, para el caso aquí descrito, **establece una mayor estabilidad dentro del modelos**, así como resultados menos afectados por cambios bruscos y variaciones cerca de la zona de la estructura, lo cual proporciona fiabilidad al modelo desarrollado.

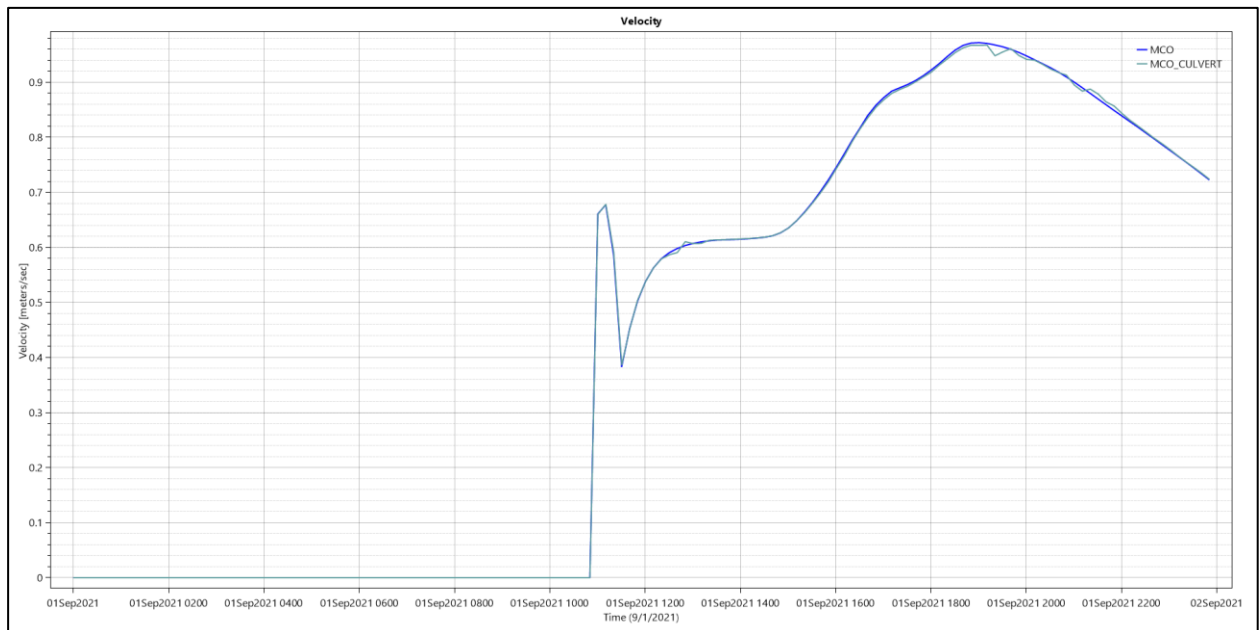


Figura 72. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 7 del cauce (MCO)

### 6.2.2.2. Q100

En este apartado se dispondrán las gráficas obtenidas a partir del modelo para un periodo de retorno igual a la 100 años.

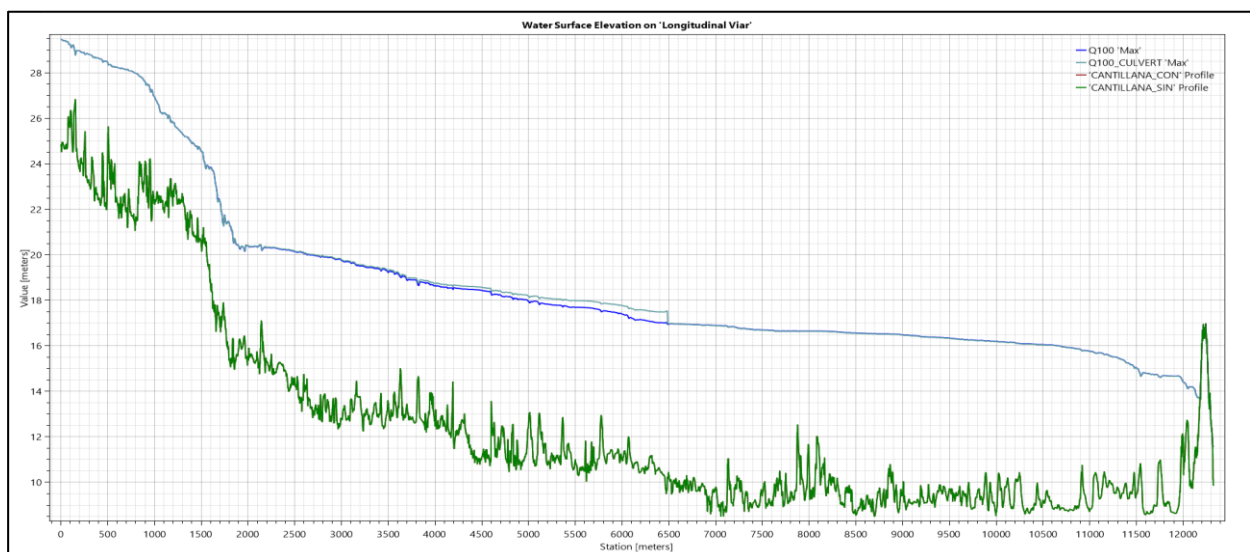


Figura 73. Perfil longitudinal PILAS-CULVERT (Q100)



- Punto A

Al igual que se veía en el apartado anterior, la lámina de agua en los primeros instantes de tiempo de la simulación permanece semejante en ambas modelizaciones, hasta establecerse una diferenciación entre ambas a partir de la hora 10:00, en la que, la lámina correspondiente a la geometría establecida con los Culverts empieza a sobre elevarse por encima de la lámina correspondiente a la geometría con las pilas incrustadas en el terreno. Esa diferencia alcanza su máximo a las 18:00 de la tarde del día 1, con un valor de 50 centímetros entre ambas. Posteriormente a ese punto, dicha diferencia se torna más pequeña a medida que se reduce el caudal del hidrograma, hasta establecerse en unos pocos centímetros. Este efecto se debe a la perturbación de la sobre elevación en la zona cercana al puente, como se ha explicado anteriormente. Sin embargo, cabe destacar que **el efecto de sobre elevación se magnifica en función de la magnitud del caudal de entrada**, por lo que la precisión del modelo se reduce, a medida que los caudales del hidrograma de entrada se hacen mayores.

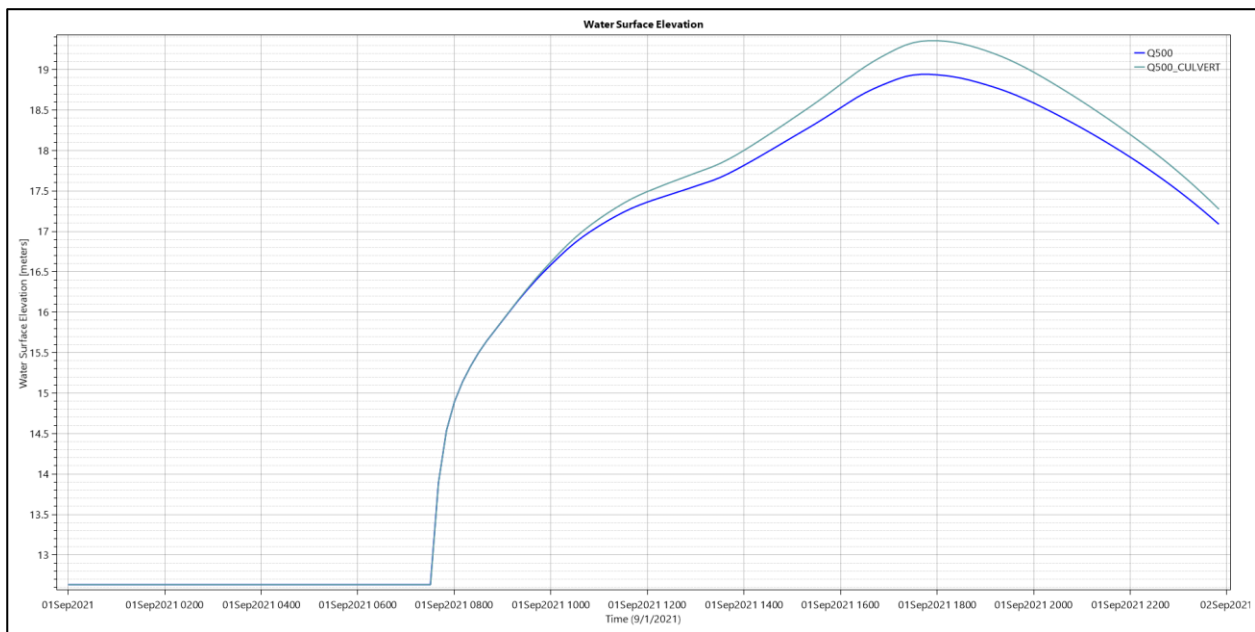


Figura 74. Evolución temporal del WS en el kilómetro 5 del cauce

En términos de velocidad, al igual que el modelo establecido para la MCO, la velocidad del cauce en zonas en torno a la sobre elevación se ve reducida, respecto al modelo con la geometría de las pilas, debido al efecto anteriormente descrito de aumento de sección efectiva de flujo. Al igual que se ha descrito anteriormente, las diferencias entre los valores tomados son relativamente mayores que los valores dispuestos para la MCO, lo cual, evidencia un comportamiento magnificado a mayor caudal de entrada.

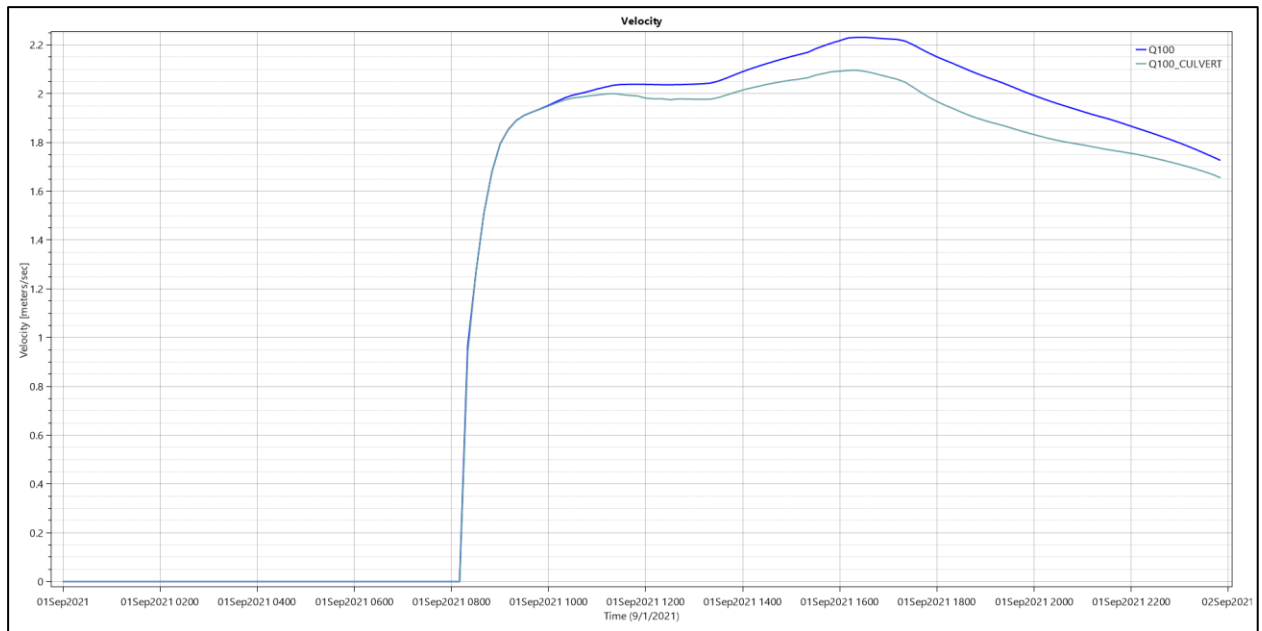


Figura 75. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 5 del cauce

- Punto B

Semejante a los sucesos ocurridos en el punto A, se aprecia cierto margen de elevación entre la geometría dispuesta a través de los culverts, y la geometría a través de las pilas incrustadas en el terreno, debido a los efectos de acumulación producidos aguas arriba del puente. Este efecto, como se ha mencionado anteriormente, magnificado por el caudal, dispuesto en la geometría culvert, puede deberse a las aproximaciones de la sección efectiva realizadas con el objeto de acercar la geometría del puente al modelo bidimensional. Dicha aproximación posee mayores elementos obstaculizando el flujo de agua, ya que la modelización a través de rectángulos posee limitaciones a la hora de la realización de la geometría. Estos elementos que obstaculizan el paso del agua, puede magnificar los efectos de sobre elevación dentro del modelo, como se ha descrito anteriormente, así como **introducir errores de cálculo dentro de la resolución de ecuaciones pertinentes** para el cálculo de la lámina de agua.

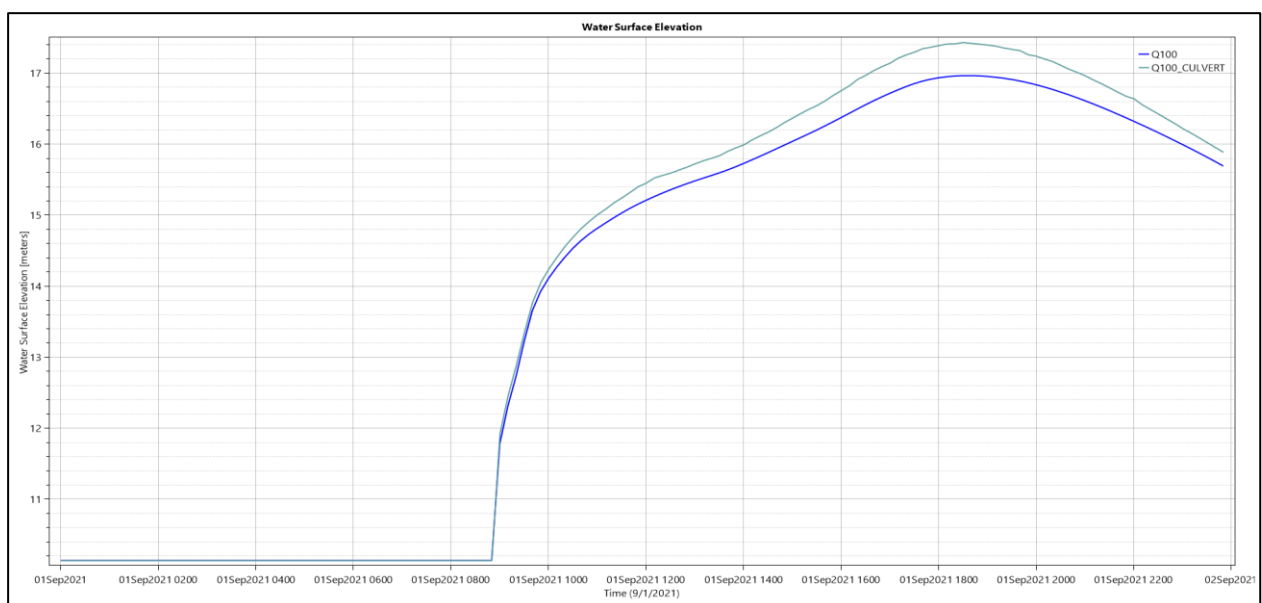


Figura 76. Evolución temporal del WS en el kilómetro 6.48 del cauce

En términos de velocidad, es interesante la observación del perfil asociado a la geometría del puente para este caso, ya que como se puede apreciar en la imagen, aun presentando zonas de inestabilidad, donde existan zonas de altibajos, en términos generales, la geometría que presenta dicho perfil es mucho más pareja al perfil de la geometría con las pilas, en comparativa con el caso MCO. Es posible apreciar, como **el perfil de velocidades se estabiliza a mayor rango de caudales de entrada en el modelo**. Esto establece, a efectos de estabilidad del modelo, un análisis de los resultados interesante ya que, al contrario de lo establecido para la cota de la lámina de agua, a mayores caudales, los efectos de inestabilidad del modelo se reducen.

Aun así, es notable destacar que la diferencia entre los valores de ambas geometrías, a pesar de mostrar más estabilidad, están más alejados entre sí cuanto mayor es el periodo de retorno dispuesto. Esto se debe a los efectos dispuestos anteriormente, debidos a la geometría Culvert.

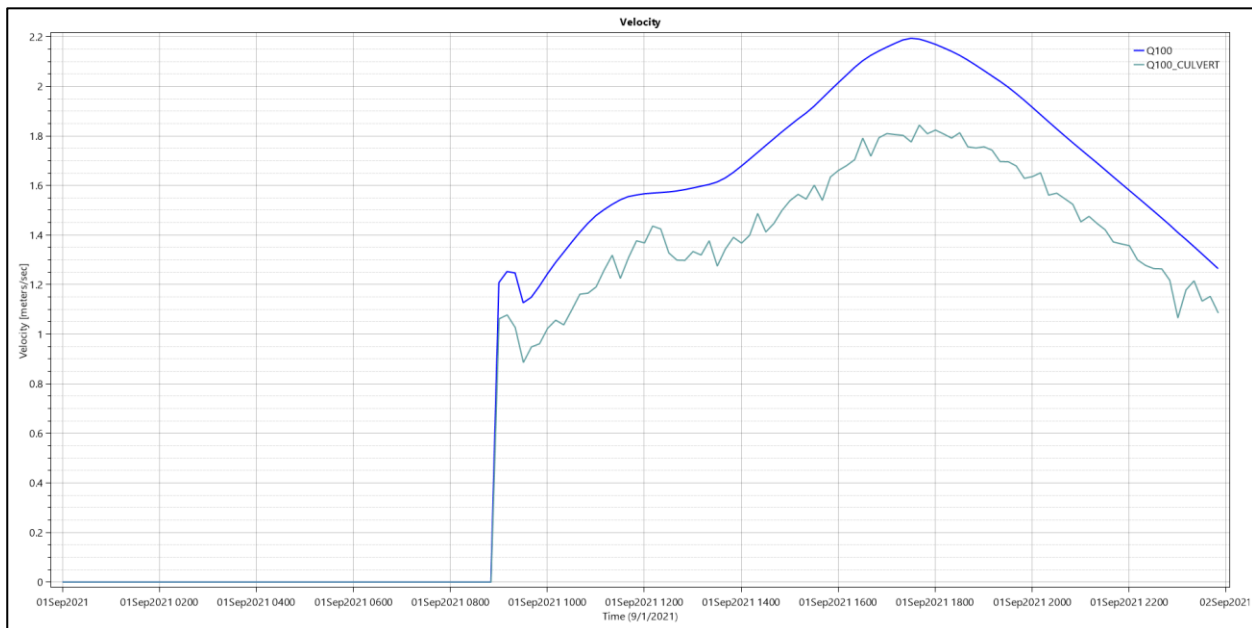


Figura 77. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 6.48 del cauce

- Punto C

Al igual que ocurría para el caso MCO, una vez superada la perturbación del puente, los valores referidos a la lámina de agua se tornan semejantes para ambas geometrías dispuestas, a lo largo de toda la simulación. Esto no hace sino ratificar que **la presencia del culvert como geometría de la estructura desestabiliza los resultados obtenidos** a través del modelo de HEC-RAS bidimensional provocando ciertos errores dentro de los modelos establecidos.

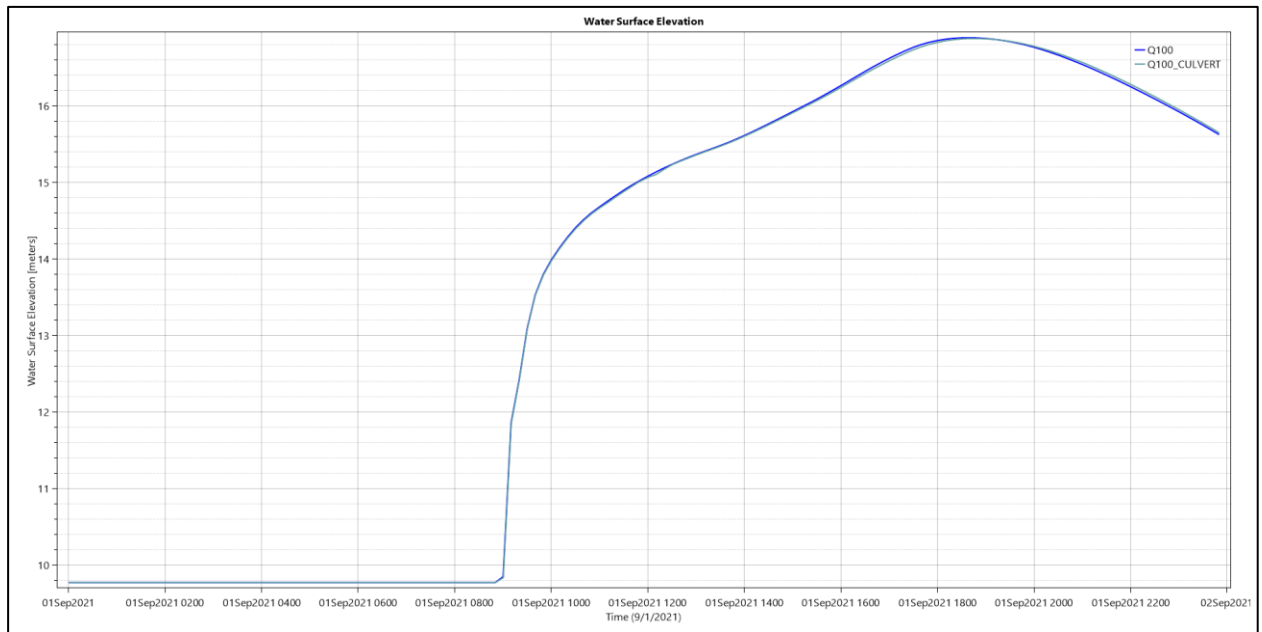


Figura 78. Evolución temporal del WS en el kilómetro 7 del cauce

Al igual que el perfil del WS, las velocidades permanecen semejantes en ambas geometrías durante toda la duración de la simulación, aun teniendo, en ciertos rangos temporales, pequeñas discordancias con los efectos producidos por la geometría con las pilas. Esto puede deberse a ciertos fallos dentro de la resolución del modelo por parte de HEC-RAS que establezca esa diferencia mínima de valores obtenidos.

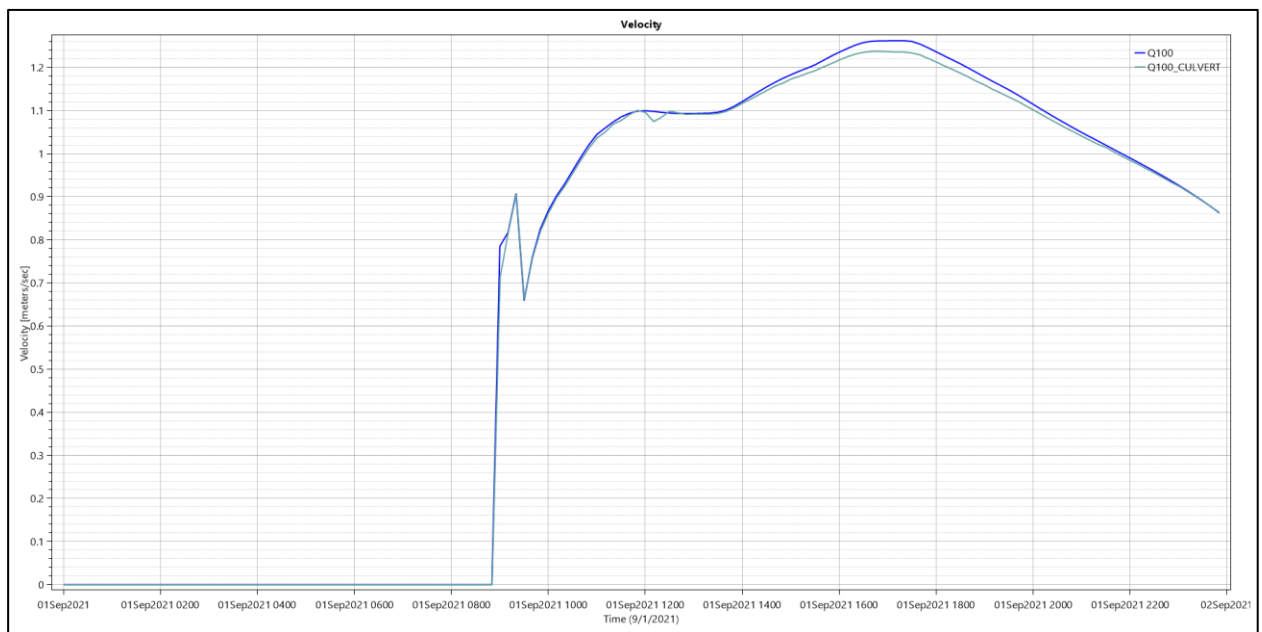


Figura 79. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 7 del cauce

6.2.2.3. Q500

En este apartado se dispondrán las gráficas obtenidas a partir del modelo para un periodo de retorno igual a la 500 años.

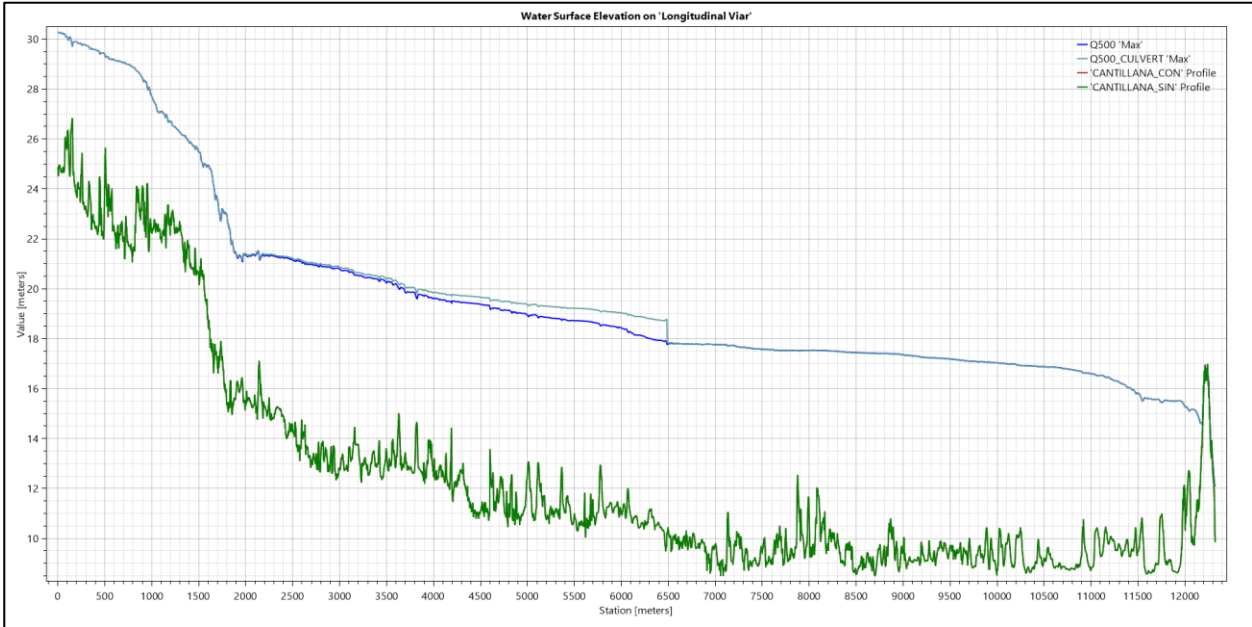


Figura 80. Perfil longitudinal PILAS-CULVERT (Q500)

- Punto A

Al igual que en los dos casos anteriormente expuestos, se aprecia cierta diferencia entre la lámina de agua correspondientes a ambas geometrías. En esta casuística, el margen de diferencia que existe alcanza su máximo, siendo este un valor de 50 centímetros, a las 18:00 horas del 1 de septiembre, donde se alcanza el valor máximo de cota. Este efecto, establece y conforma la hipótesis expuesta anteriormente donde se establecía un **aumento de la magnificación de los efectos del culvert conforme se aumentaba el rango de caudales del hidrograma.**

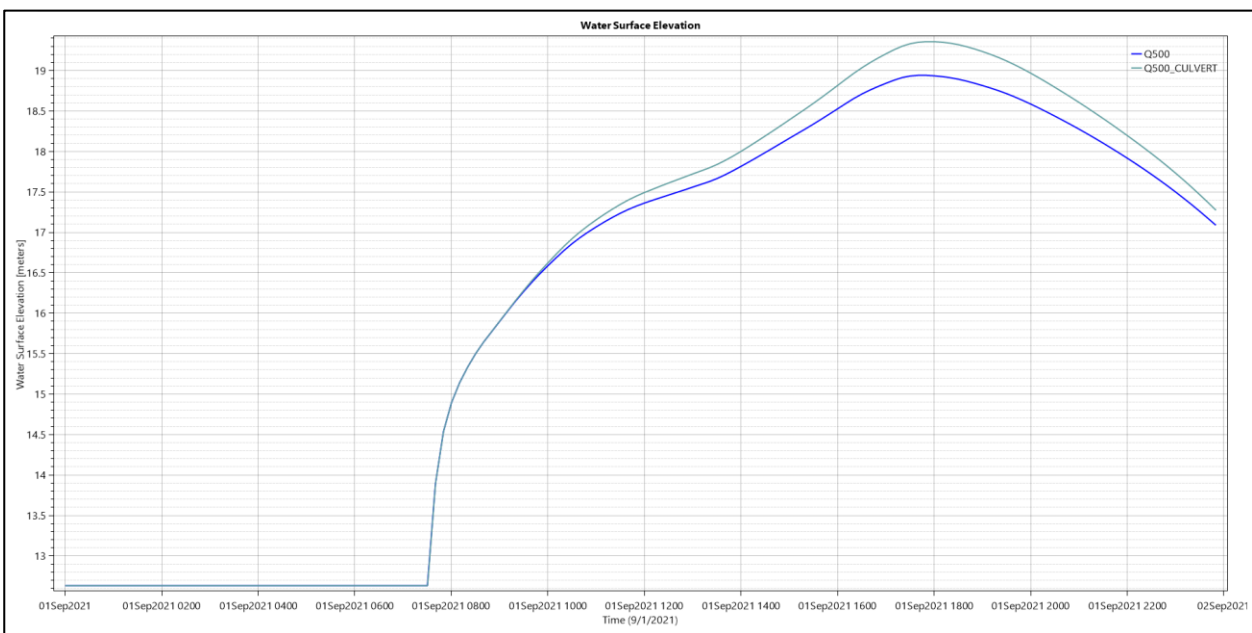


Figura 81. Evolución temporal del WS en el kilómetro 5 del cauce

Correspondiente a la velocidad, cabe destacar, al igual que en las demás casuísticas, un descenso de la velocidad producido por el aumento de la sección efectiva, en consonancia con los efectos hidráulicos descritos anteriormente. Dichas diferencias, al igual que el WS, se tornan las de mayor valor, comparadas con los otros periodos de retorno dispuestos, siendo de 0.3 metros por segundo a las 18:00 del día 1 de septiembre.

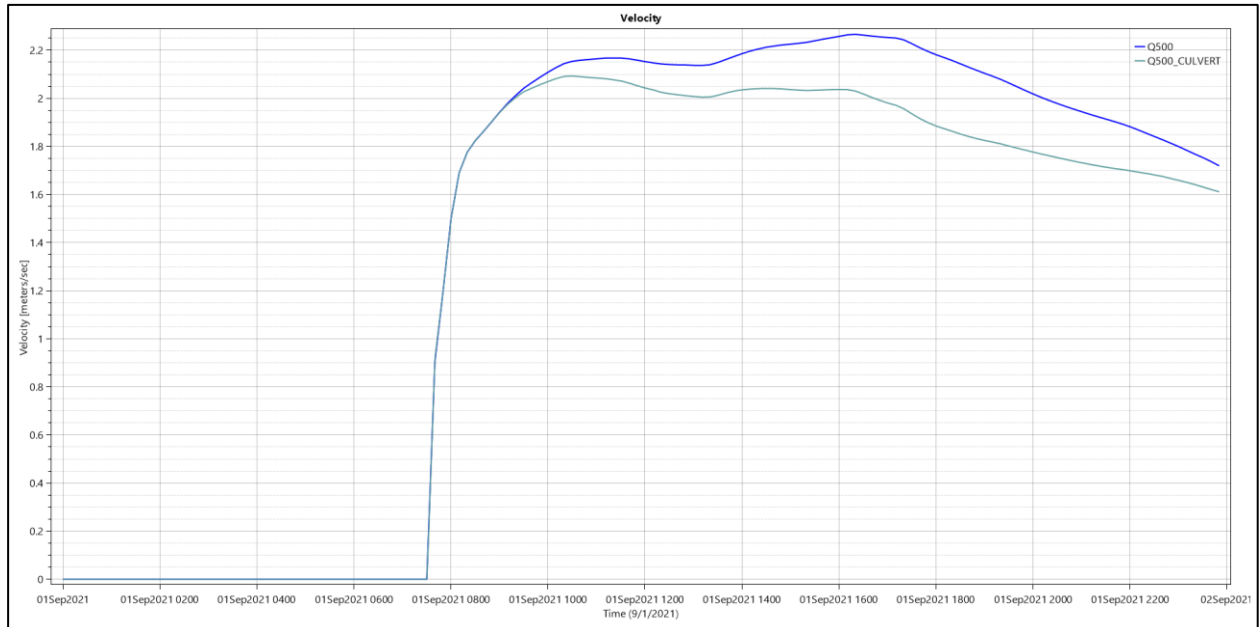


Figura 82. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 5 del cauce

- **Punto B**

En la zona correspondiente al puente, en esta casuística se alcanzan los máximos valores de cota asociados a ambas geometrías, y es, donde se puede apreciar la magnificación del efecto de sobreacumulación que se produce debido a los Culverts. La diferencia entre láminas de agua se torna hasta de 70 centímetros en el máximo alcanzado por ambos resultados arrojados.

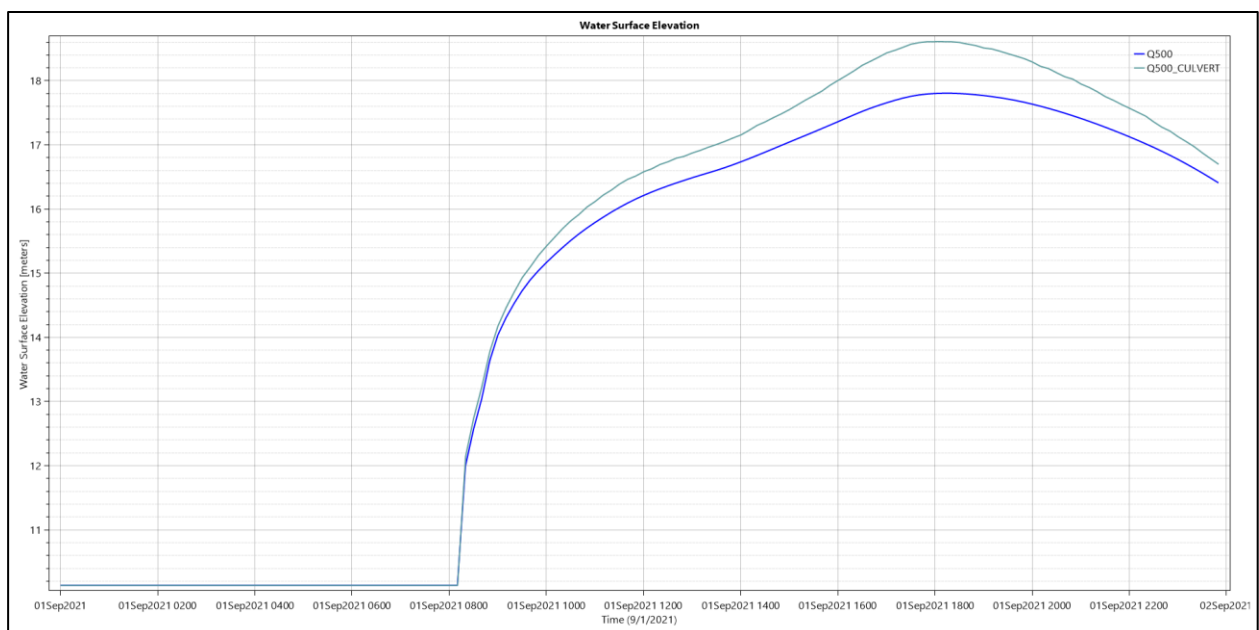


Figura 83. Evolución temporal del WS en el kilómetro 6.48 del cauce

Es en esta casuística donde se puede apreciar en el perfil de velocidades, grandes diferencias de valores entre las dos geometrías dispuestas. Al igual que pasaba anteriormente, los valores dispuestos por el culvert se tornan más estables que en el caso de la MCO; sin embargo, se producen en torno al máximo de ambos perfiles, una diferencia de 0.8 m/s entre los resultados arrojados por un modelo y otro, poseyendo, casi desde el instante inicial donde empieza a fluir el hidrograma, valores dispares entre ambos modelos, los cuales nunca vuelven a asemejarse a lo largo de toda la simulación.

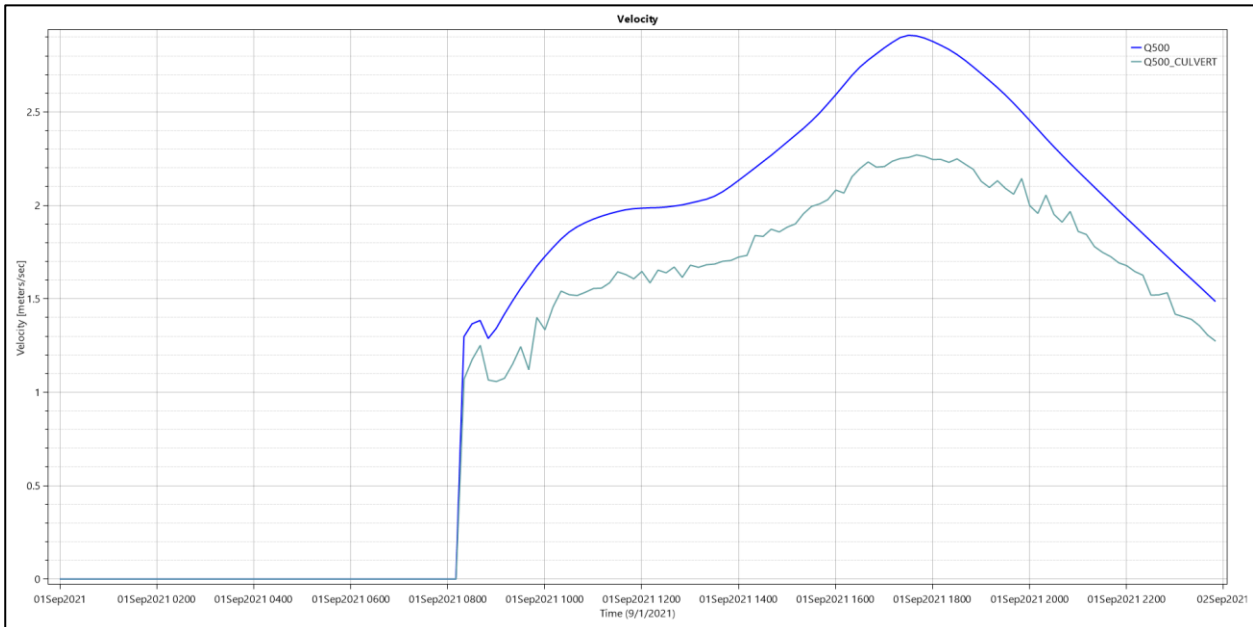


Figura 84. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 6.48 del cauce

- Punto C

Al igual que sucedía anteriormente, una vez pasada la influencia del puente, el régimen hidráulico se torna el mismo para ambos modelos, dando valores semejantes para cada instante de tiempo, en ambas geometrías dispuestas.

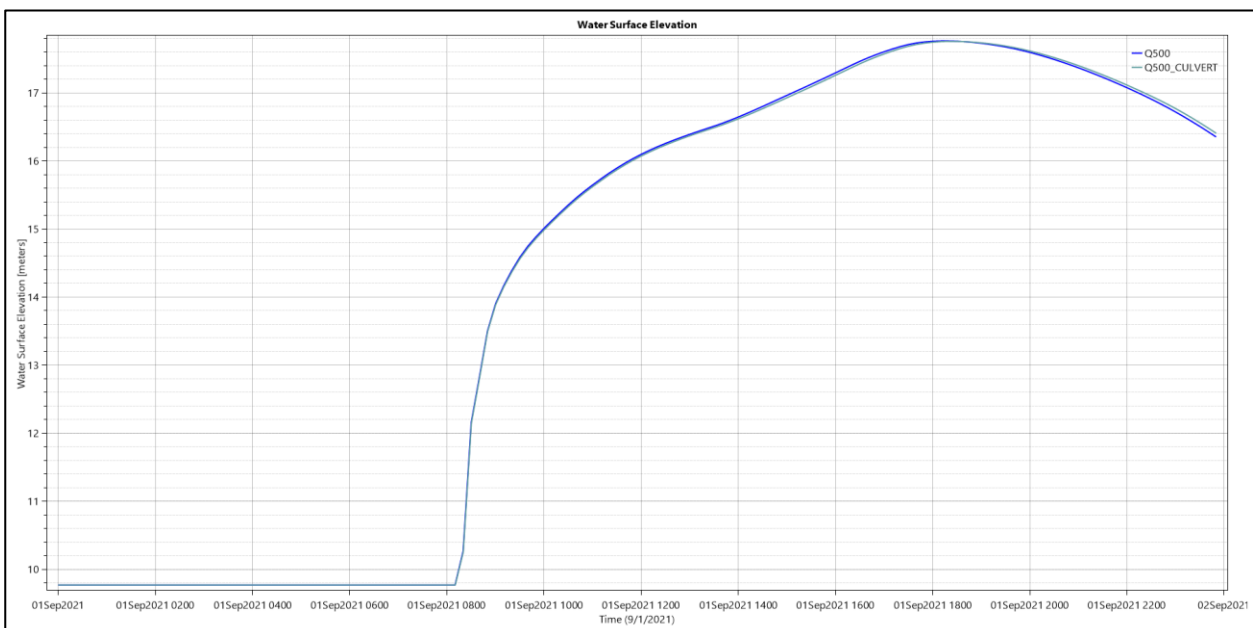


Figura 85. Evolución temporal del WS en el kilómetro 7 del cauce

Al igual que sucede en el WS, los valores de velocidad tornan a ser semejantes, una vez sobrepasado el puente, dando ciertos valores dispares de no más de 0.2 m/s de diferencia entre ambos modelos dispuestos, que confluyen en el mismo punto, al final del tiempo de simulación.

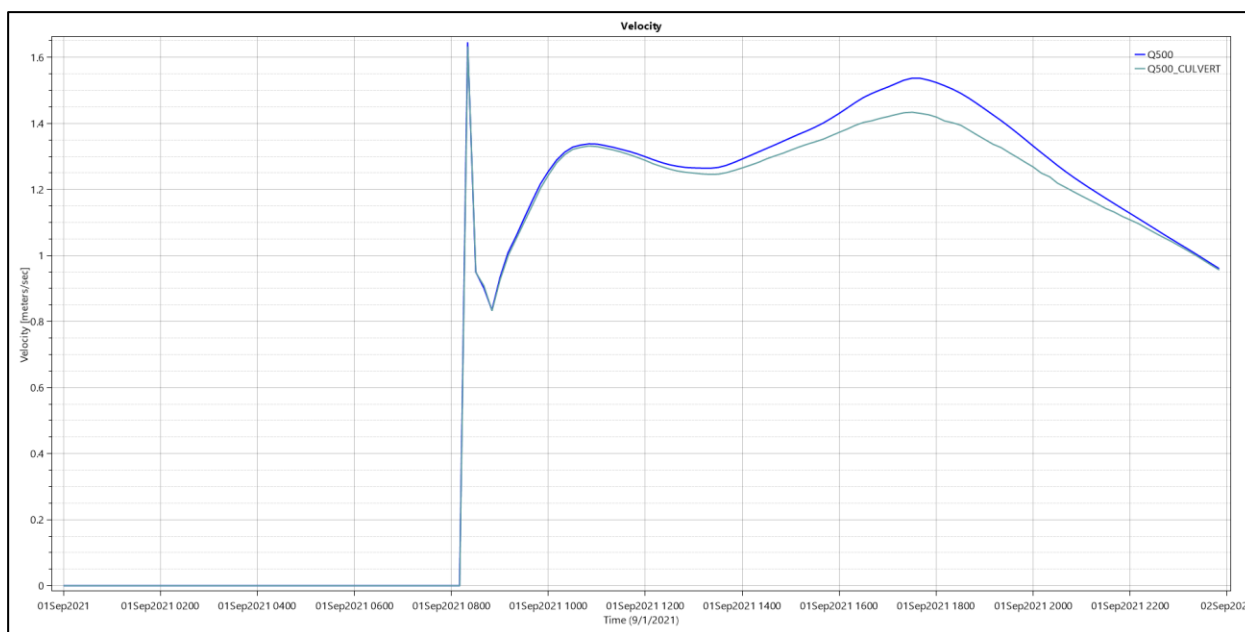


Figura 86. Evolución temporal de la velocidad en el kilómetro 7 del cauce

### 6.2.3. Comparación del modelo 2D y 1D: PILAS-CULVERT

Es interesante, en este punto, una vez comparados los efectos en los modelos 2D, establecer una comparativa entre el modelo unidimensional y los modelos bidimensionales descritos anteriormente. Como se ha especificado en el apartado 5, la edición de la geometría referida al puente en el modelo 1D resulta mucho más completa y compleja que la referida al modelo 2D. Esto establece una interesante comparativa entre ambos modelos y una cuestión: ¿Resulta de mayor confianza un modelo bidimensional con una geometría aproximada, o un modelo unidimensional con una geometría exacta?

La respuesta a esa pregunta no resulta sencilla, ya que son múltiples los factores que se deben tener en cuenta a la hora de realizar el modelo: ¿se conoce en profundidad la geometría de la estructura?, ¿requiere el usuario un proceso de gran precisión o establecer un modelo aproximado es suficiente? ¿dispone el usuario del tiempo de computación necesario para resolver el modelo?, etc. Todos estos factores, suponen una dificultad en el proceso de elección a la hora de realización del modelo, y la respuesta a cada pregunta depende de la casuística a la que esté sometida el estudio.

Al igual que en el apartado anterior, se analizará en flujo en tres zonas específicas del cauce, con el fin de analizar en profundidad los resultados obtenidos. Cabe destacar que únicamente se analizarán los casos asociados a la MCO y a Q500, con el fin de establecer los casos extremos en las comparativas, y establecer el comportamiento de los resultados. Debido a que el modelo unidimensional no provee de una evolución temporal, ya que modela el flujo en régimen permanente, se han establecido tres secciones transversales a lo largo del cauce:

- Sección 1: a 5 kilómetros del inicio del tramo del río Viar, aguas arriba del puente.
- Sección 2: a 6.48 kilómetros del inicio del tramo del río Viar, situado en el eje central del tablero del puente.
- Sección 3: a 7 kilómetros del inicio del tramo del río Viar, aguas abajo del puente.

Previo al análisis de las secciones estipuladas, anteriormente, resulta de interés destacar los perfiles longitudinales asociados a cada modelo, y establecer ciertas diferencias apreciables para cada uno.



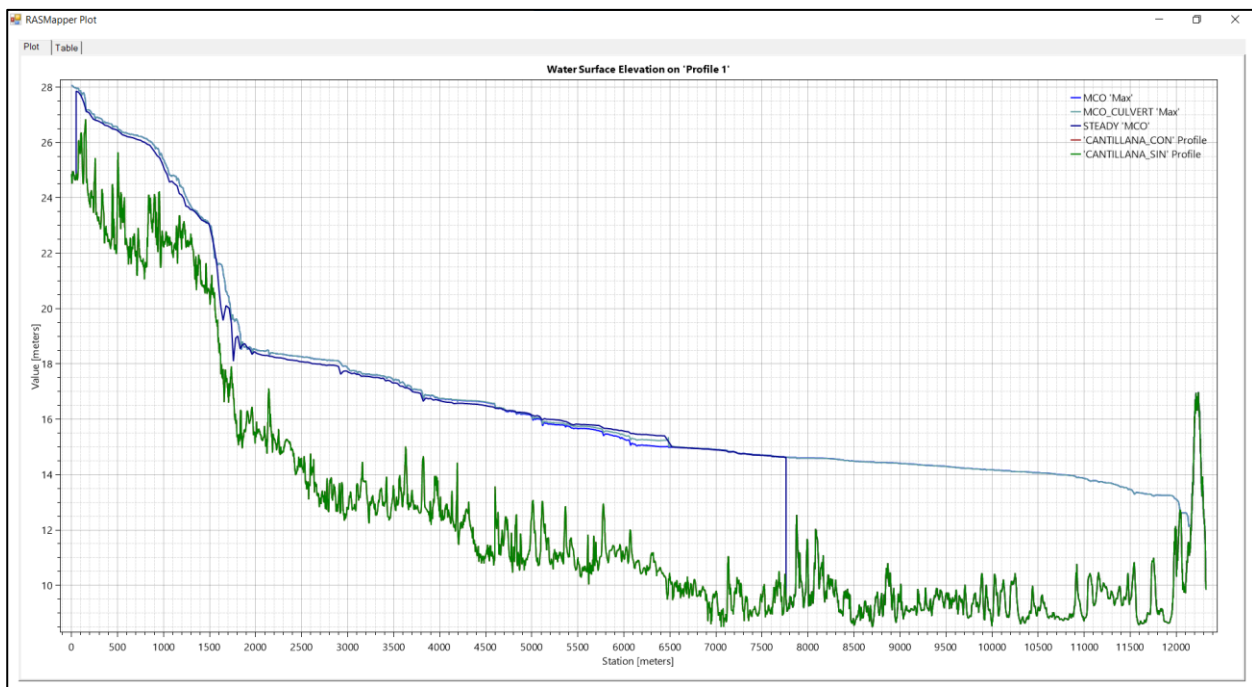


Figura 87. Perfil longitudinal modelo 1D-2D (MCO)

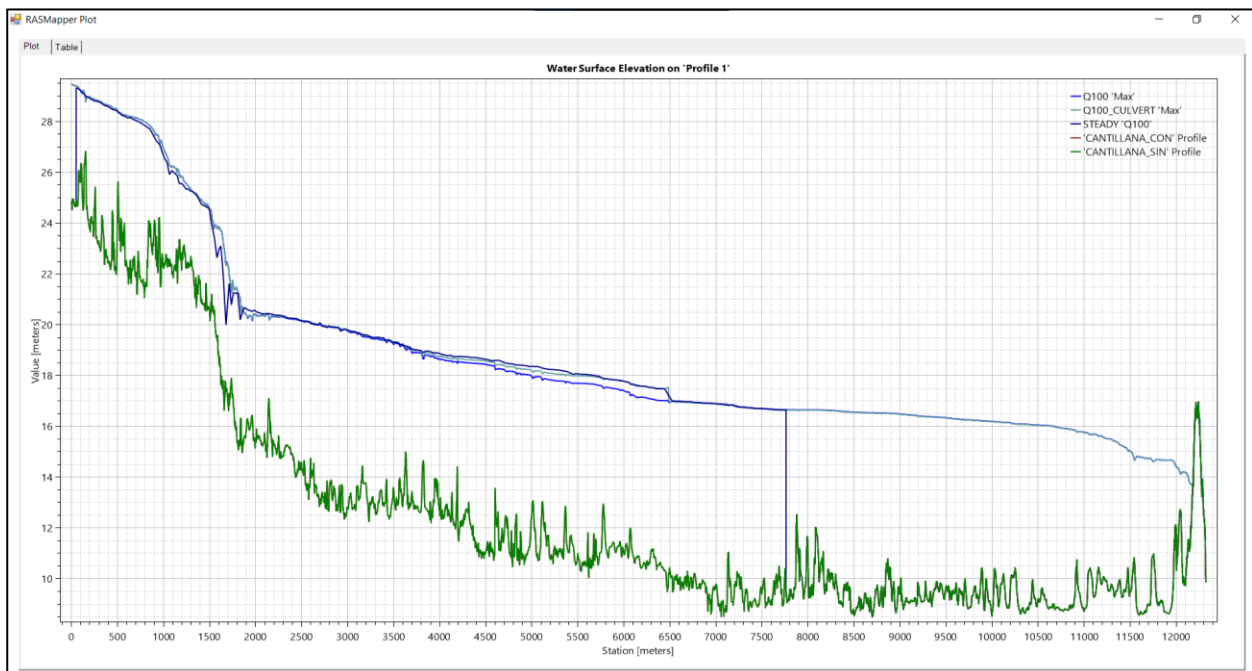


Figura 88. Perfil longitudinal modelo 1D-2D (Q100)

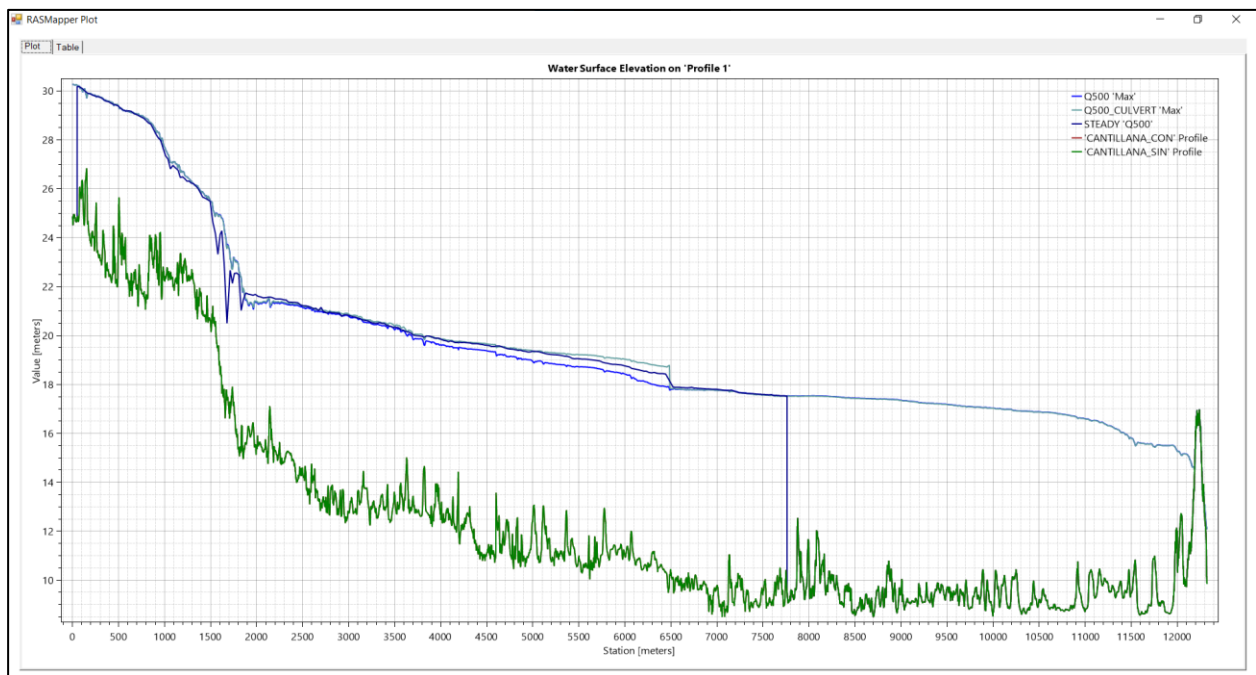


Figura 89. Perfil longitudinal modelo 1D-2D (Q500)

De los cortes longitudinales realizados en el terreno se pueden establecer varias premisas basadas en los resultados obtenidos.

En primer lugar, es notable destacar el **efecto de sobreacumulación** mencionado en el apartado anterior, para los modelos bidimensionales generados. En el corte es posible apreciar como el comportamiento hidráulico del flujo del agua, para el caso Q100 es exactamente idéntico a lo largo del transcurso del río, hasta alcanzar el kilómetro 5 aproximadamente (a 1.5 km de la estructura del puente) de trayecto, en el que se empieza a notar en la lámina de agua el efecto de sobreelevación provocado por el culvert, de una manera más notoria. Pasada la estructura del puente, ambas superficies de flujo vuelven a coincidir hasta el final del tramo estudiado. Esto permite obtener las zonas de influencias, de una forma teórica en las que se puede acotar la validez de los resultados obtenidos, y mediante un proceso iterativo, ajustar la geometría del culvert, de manera que reduzca este efecto, lo máximo posible.

Sin embargo, el efecto más notorio se produce en la obtención de la superficie de la lámina de agua en el modelo 1D. A priori, sería razonable suponer que, por las diferencias entre los métodos numéricos de los modelos unidimensionales y bidimensionales, los resultados podrían resultar dispares entre sí, favoreciendo la precisión los modelos 2D al ser modelos de mayor complejidad y de mayor necesidad de tiempo computacional. Sin embargo, es notable apreciar que **la aproximación de la lámina de agua a través del modelo 1D es tremendamente similar a los resultados obtenidos mediante los modelos 2D**. Apenas se pueden apreciar diferencias mayores de 50 centímetros entre las superficies obtenidas en zonas intermedias del cauce. Únicamente cabe destacar varias zonas en las que se ofrecen resultados variados, que pueden afectar al cálculo total y al estudio de la zona de inundación.

En primer lugar, en torno a 1.5 kilómetros de la cabecera del tramo, existe un resalto hidráulico, en el cual, el flujo pasa de estar sometido de régimen subcrítico a supercrítico. Este tramo ofrece variaciones de calado en torno a 2 metros o superior para la lámina obtenida mediante el modelo 1D, en los tres casos propuestos. De ello, se puede establecer que **el modelo unidimensional presenta problemas a la hora de resolver resaltos hidráulicos**, que provocan que los resultados obtenidos carezcan de cierta validez supuesta, a lo largo de todo el modelo. Así pues, también es notable destacar la presencia de cierta sobreacumulación aguas arriba del puente, comparable a la sobreelevación producida por el culvert. Este efecto resulta, sin embargo, más acusado en la geometría 2D del culvert que en la geometría 1D. Es razonable suponer que la exactitud del modelo 1D respecto a la geometría del puente, facilita al programa la resolución del modelo numérico de una forma más precisa y más exacta.

### 6.2.3.1. MCO

- Sección 1

La sección 1 está dispuesta aguas arriba de la sección transversal del puente. En la comparativa entre los perfiles longitudinales entre sí, se podía apreciar cierta diferencia de altura de lámina de agua a lo largo de toda la sección, debido a los efectos de acumulamiento de agua.

En este caso, las cotas de la lámina de agua, en la sección 1 no difieren entre sí en las tres modelizaciones propuestas, estableciendo un similitud casi exacta entre las tres. Sin embargo, cabe destacar que la lámina de agua, referida al modelo unidimensional posee una cota algo superior al de las modelizaciones bidimensionales. Esto es fruto del cálculo en régimen permanente de las secciones transversales, el cual, siempre resultará relativamente más inexacto que los análisis bidimensionales. No obstante, cabe destacar que la diferencia es insignificante en relación con la altura total, y por lo tanto es un error despreciable.

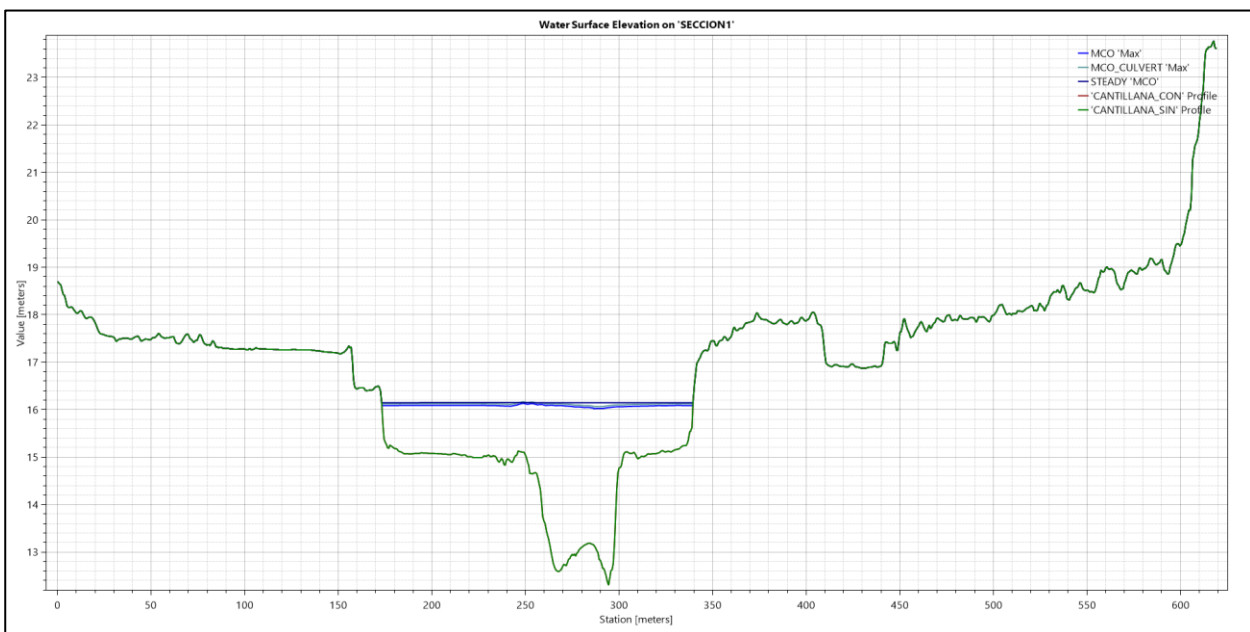


Figura 90. Perfil transversal WSE Sección 1 (MCO)

La visión del perfil referido a la altura de la lámina de agua establecería en un principio, resultados favorecedores para la geometría unidimensional. Sin embargo, **el establecimiento del perfil de velocidades y su comparativa, arroja resultados discrepantes.**

Como se puede apreciar en la figura, el perfil de velocidades proporcionado a través del **modelo 1D solo aporta información de una aproximación de la geometría del perfil de velocidades teórico** que se debería dar en la sección. Los valores obtenidos son valores alejados de los resultados obtenidos a partir de los modelos 2D (valores con una geometría más suave y continua), presentando grandes cambios de pendiente entre las transiciones de velocidad de un punto a otro de la sección. La brusquedad de las transiciones, así como la gran discrepancia entre los valores de los modelos 1D y 2D establecen la premisa, que los resultados arrojados a través de este modelo, en cuestión de velocidades, son meramente informativos del orden de magnitud a los cuales, se puede llegar en la sección, debiéndose realizar análisis más completos para obtener un perfil de velocidades lo más preciso posible a la realidad modelada.

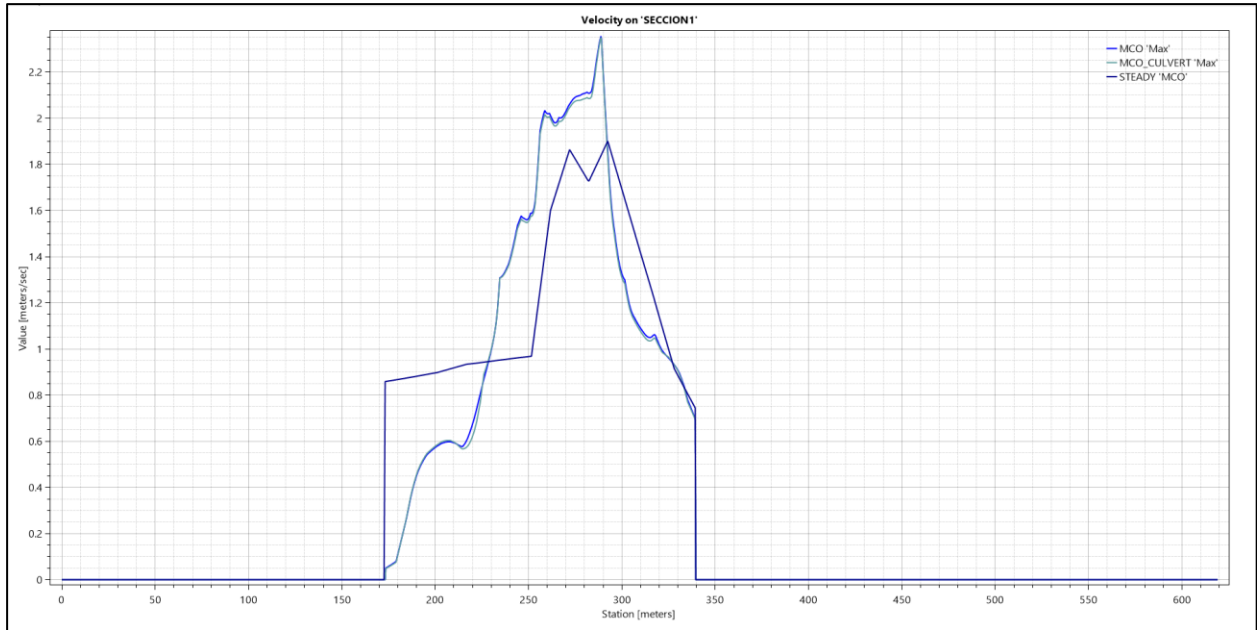


Figura 91. Perfil transversal VELOCITY Sección 1 (MCO)

- Sección 2

Este perfil está conformado sobre la sección transversal del tablero del puente. Resulta de gran interés los resultados obtenidos en esta zona, ya que establecen uno de los puntos críticos dentro del proyecto llevado a cabo.

Si se observa la figura, se puede establecer que los resultados obtenidos a través del modelo 1D presentan un gran parecido con los modelos 2D simulados. A lo largo de toda la sección, presenta un perfil uniforme y continuo con una distancia máxima entre láminas (con el modelo 2D) de 20 centímetros, si bien es cierto, que por los problemas de estabilidad que presenta el modelo 2D con los Culverts, existen zonas donde dicho distanciamiento es mayor. Así mismo, cabe destacar que el modelo 1D no presenta errores en zonas cercanas a las pila, debido a la resolución del modelo numérico llevada a cabo, a diferencia de los modelos bidimensionales, que pueden acarrear cierto margen de error en zonas cercanas a celdas secas.

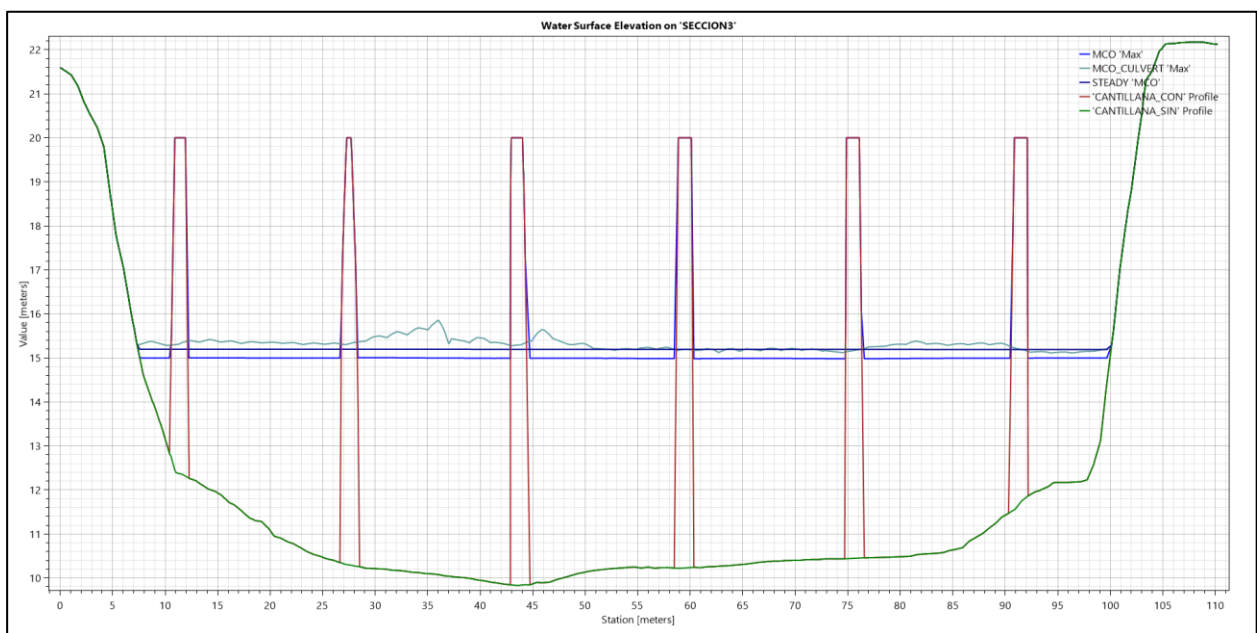


Figura 92. Perfil transversal WSE Sección 2 (MCO)

El perfil de velocidades establecido en la sección del puente ofrece una información de valor para el estudio modelado en este Trabajo de Fin de Grado.

Es posible apreciar como el perfil a través del modelo 1D, resulta ligeramente inferior en valores a los perfiles destacados en dos dimensiones, en el que se pueden establecer un ligero abombamiento de los resultados en la parte central de la sección transversal. La semejanza con el modelado 1D con las pilas, arroja resultados parecidos en cuanto a valores se refiere, con ciertas zonas de depresión de la velocidad, fruto de la presencia de las pilas dentro del cauce.

Sin embargo, el modelo realizado mediante Culverts, presenta en zonas cercanas a los extremos del tablero, valores pico de 50 m/s en el perfil de velocidades. Estos valores no solo resultan totalmente desmedidos para la casuística aquí propuesta, sino que ofrece información acerca de la respuesta de los métodos numéricos de HEC-RAS ante la presencia de estructuras modeladas a través de Culverts, los cuales, establecen que el modelo posee una gran inestabilidad a la hora de resolver la simulación hidráulica en zonas de influencia de la estructura dispuesta.

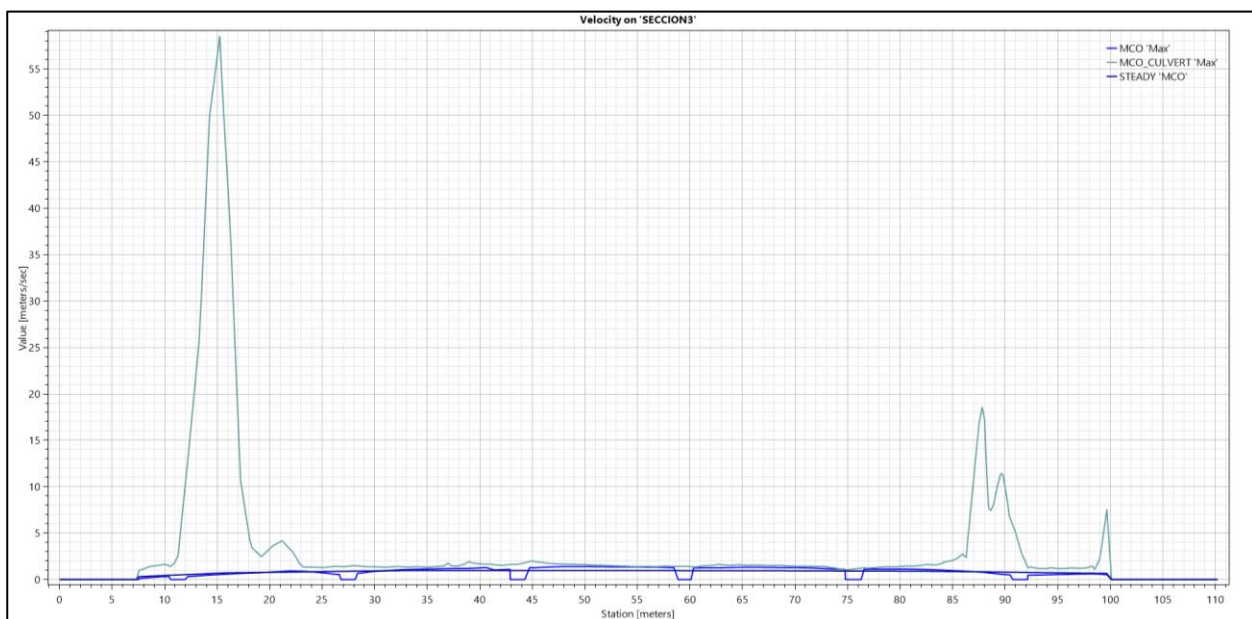


Figura 93. Perfil transversal VELOCITY Sección 2 (MCO)

- Sección 3

Al igual que ocurría en el modelado bidimensional, una vez superada la zona correspondiente a la influencia del puente, los modelos establecen respuestas similares a la hora de la resolución del cálculo hidráulico requerido. En este caso, es posible apreciar cómo se ofrecen resultados casi idénticos entre las cotas de la lámina de agua de ambos modelos, sin obtener a simple vista, diferencias entre las superficies obtenidas a través de las distintas modelizaciones.

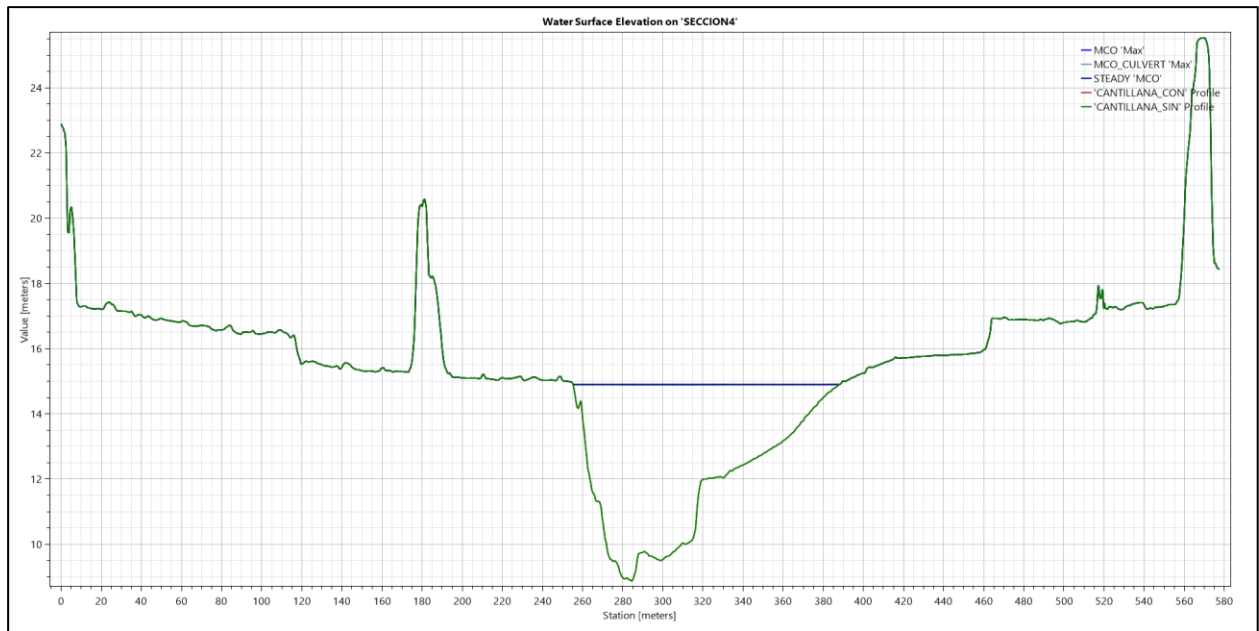


Figura 94. Perfil transversal WSE Sección 3 (MCO)

En referimiento al perfil de velocidades, se destaca, al igual que se hizo en la sección 1, que el perfil obtenido a través del modelado solo da una imagen del orden de magnitud de los valores dentro de la sección referidos a la velocidad. Así mismo, se produce, similar a la sección 1, ciertas transiciones bruscas entre los valores obtenidos entre diversos puntos, que establecen un perfil poco regular y con pendientes muy pronunciadas.

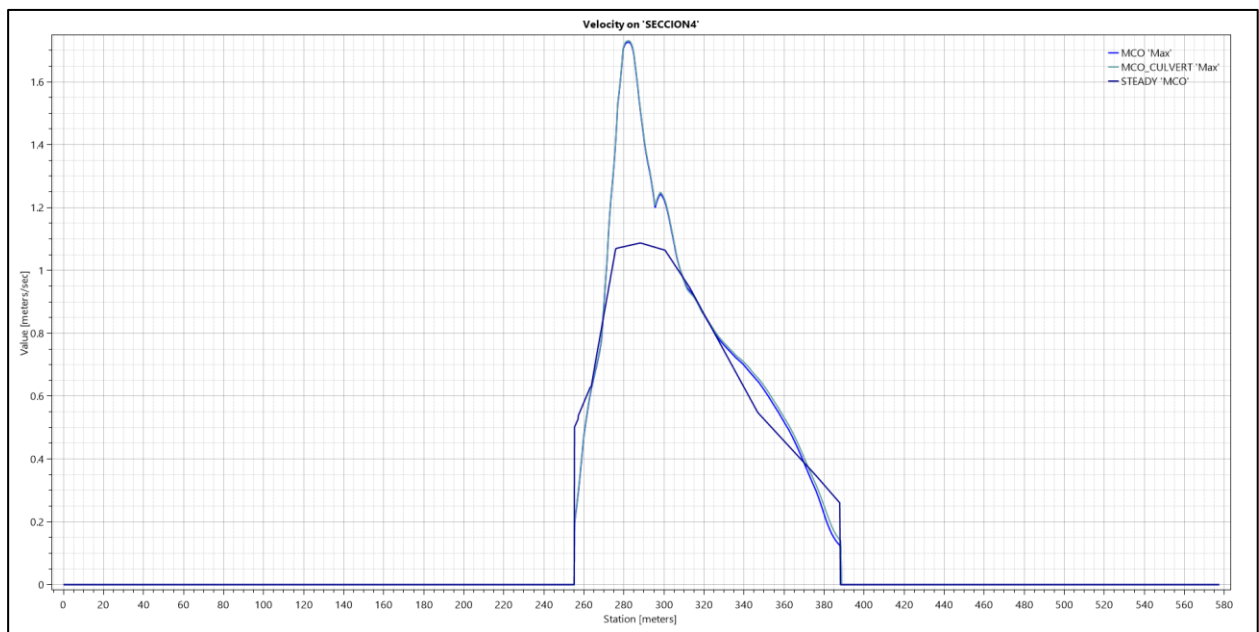


Figura 95. Perfil transversal VELOCITY Sección 3 (MCO)

### 6.2.3.2 Q500

- Sección 1

Dicha sección presenta, al igual que la situación asociada a la MCO, cierta diferencia entre las cotas de la lámina de agua (40 centímetros, en su zona de mayor alejamiento), entre los modelos 1D y 2D, debidas, primeramente, al efecto acumulamiento producido en la estructura, y, en segundo lugar, al modelo numérico para la resolución de la simulación. Sin embargo, es destacable que ambas poseen una geometría similar (paralelas entre sí), sin sobreelevaciones, ni cambios bruscos de cota, proporcionando estabilidad en los resultados obtenidos a través del modelo unidimensional.

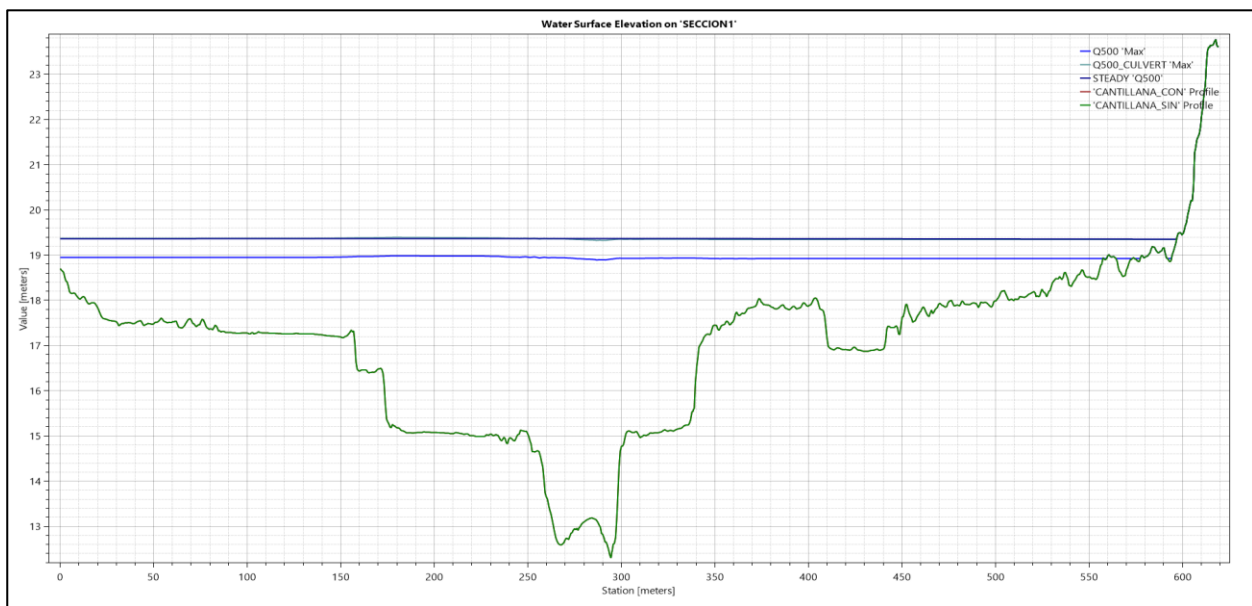


Figura 96. Perfil transversal WSE Sección 1 (Q500)

Referido a la velocidad de la sección, el perfil que se muestra presenta grandes similitudes con el perfil descrito en el caso de la MCO, en el cual, se determinó que los resultados solo ofrecían una mera aproximación del orden de magnitud que el perfil real podría llegar a ser. En este caso, debido al aumento de caudales dentro del hidrograma de entrada, es destacable que la variación de los perfiles se hace más acusada, siendo los valores correspondientes a cada modelo, dispares entre sí, en cuanto a resultados de velocidad se refiere.

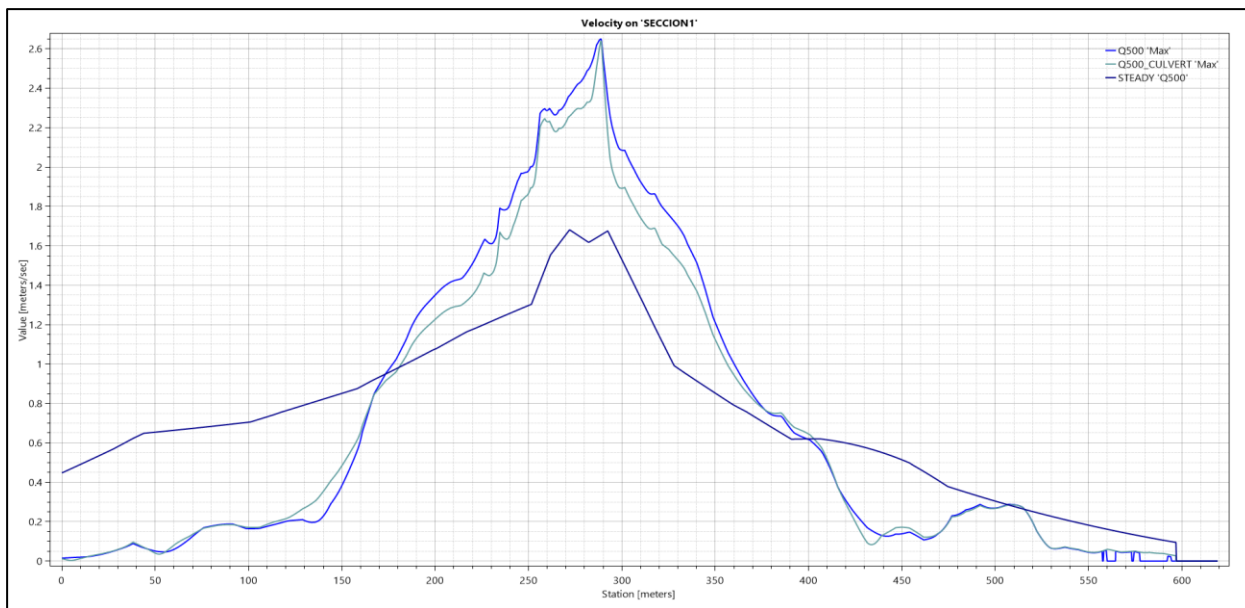


Figura 97. Perfil transversal VELOCITY Sección 1 (MCO)

- Sección 2

A igual que ocurría en el caso de la MCO, los valores obtenidos de calado, a través de los distintos modelos propuestos presentan ciertas diferencias entre sí. **El modelo 1D presenta valores intermedios entre los modelos en dos dimensiones propuestos, presentando una mayor estabilidad en cuestión de la geometría de la lámina de agua.** Este modelo posee, al mismo tiempo que se ha dicho anteriormente, en el apartado 6.2.3.1, una mayor precisión a la hora de arrojar resultados debido al modelo numérico que domina la simulación. La diferencia entre los valores obtenidos entre la geometría de las pilas y la geometría 1D es apenas de 20 centímetros, lo cual establece un margen de referencia bastante aproximado en cuanto a precisión se refiere.

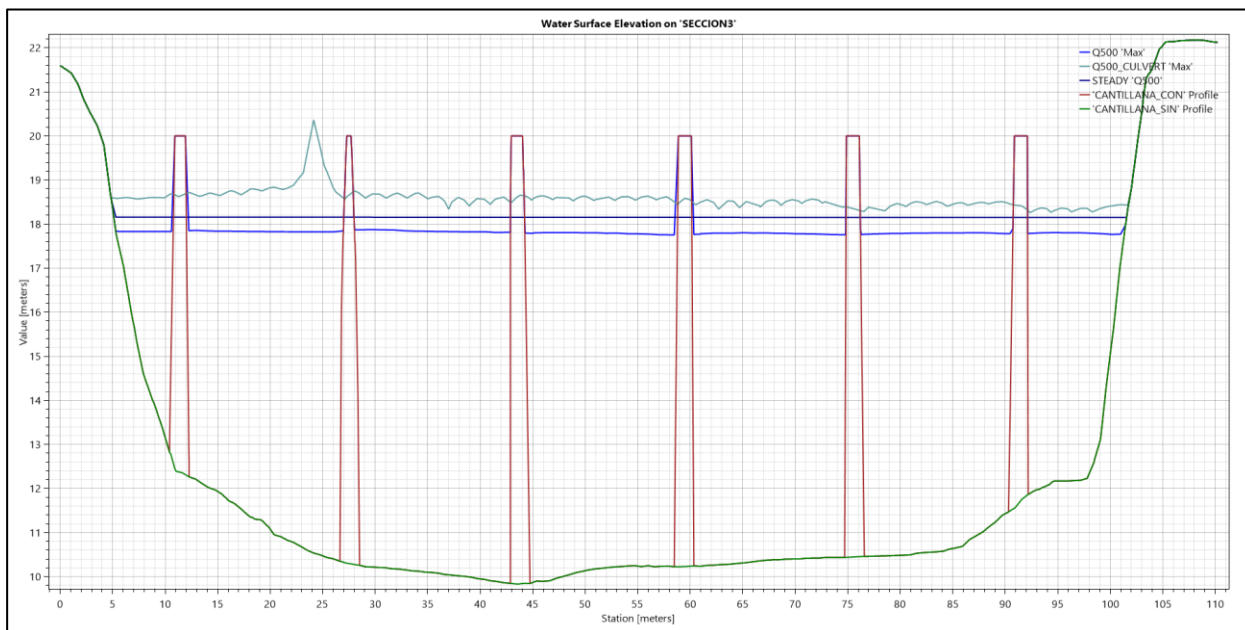


Figura 98. Perfil transversal WSE Sección 2 (Q500)

En el perfil de velocidades, es destacable apreciar, al igual que se hacía en el caso de la MCO, que el perfil presentado por el modelo 1D, resulta un perfil más regular y continua en el espacio. Posee valores aproximados de 1 metro por segundo, similares a los arrojados por la geometría bidimensional modelada a través de las pilas en el terreno. Cabe destacar, al mismo tiempo, los mismos fallos de estabilidad en el modelo bidimensional que



se presentan en la geometría con los culvert, que se han mencionado anteriormente. Es destacable también el aumento de la magnitud de los sucesos debido al aumento de caudal en los hidrogramas de entrada.

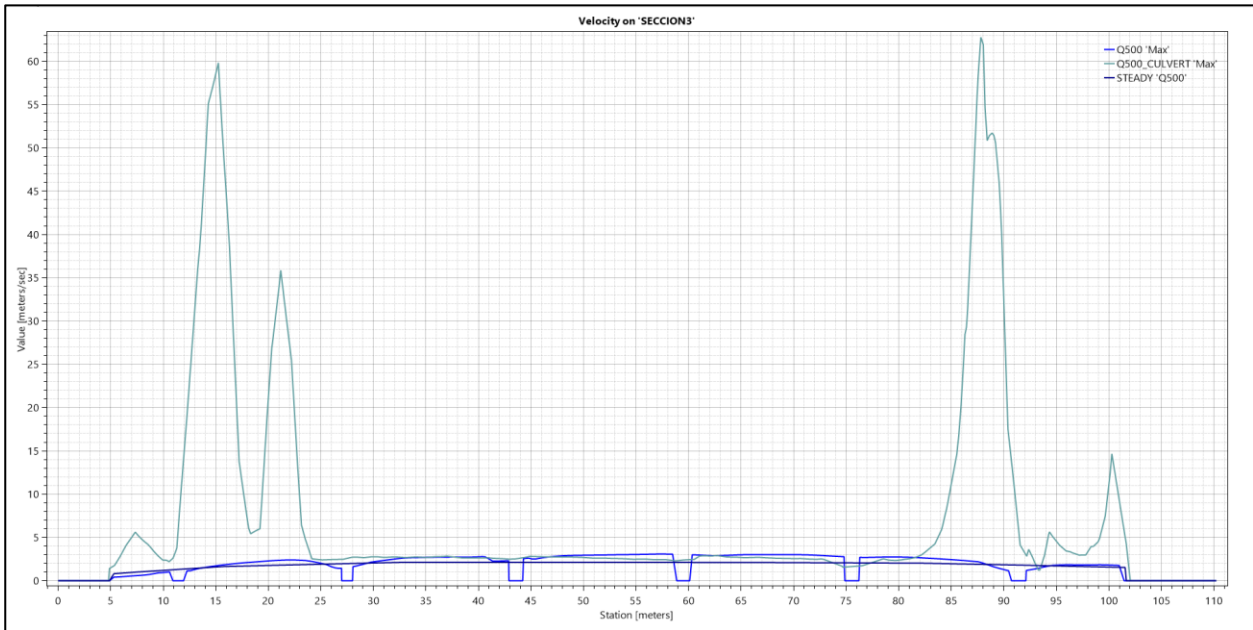


Figura 99. Perfil transversal VELOCITY Sección 2 (Q500)

- Sección 3

Al igual que en el periodo de retorno correspondiente a la MCO, una vez sobrepasada la influencia del puente los resultados se vuelven similares entre las modelizaciones 1D y 2D. La superficie correspondiente a la lámina de agua resulta completamente similar en los resultados obtenidos y no presenta problemas de estabilidad en ningún punto de la sección transversal calculada.

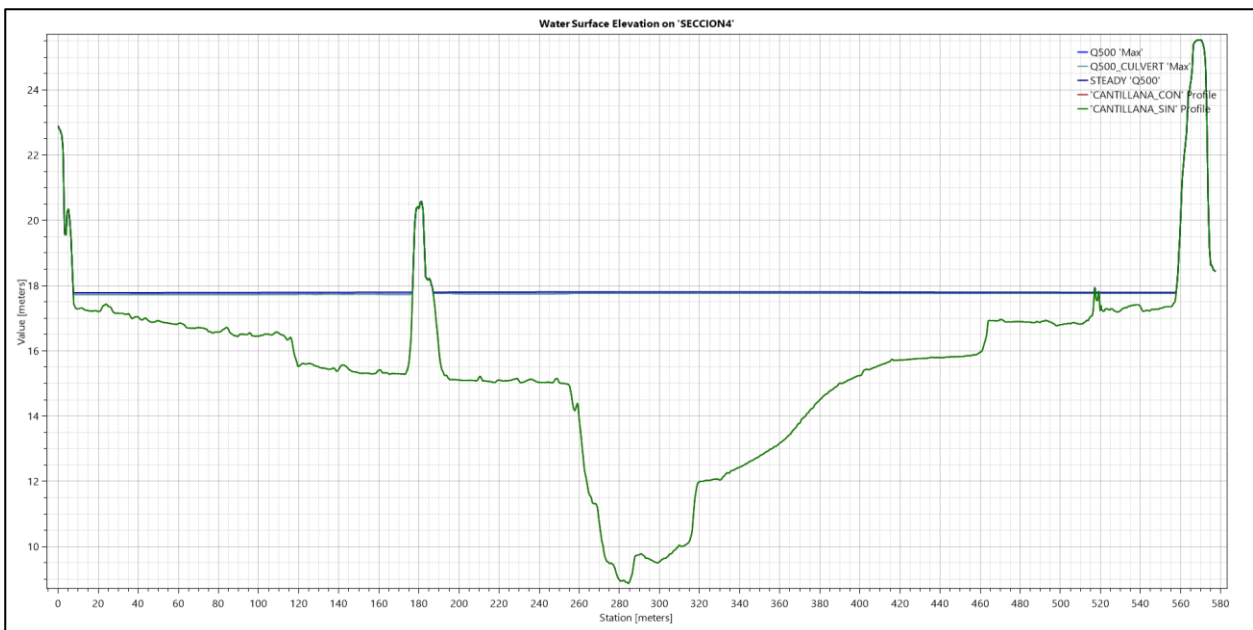


Figura 100. Perfil transversal WSE Sección 3 (Q500)

Por último, cabe destacar, que el perfil de velocidades resulta exactamente similar en cuanto a comportamiento se refiere, a los perfiles obtenidos anteriormente, dando únicamente el orden de magnitud correspondiente al perfil real de velocidades. Los valores obtenidos difieren en mayor cantidad, de los valores resultantes de los modelos bidimensionales, debido a la magnitud de los hidrogramas entrada.

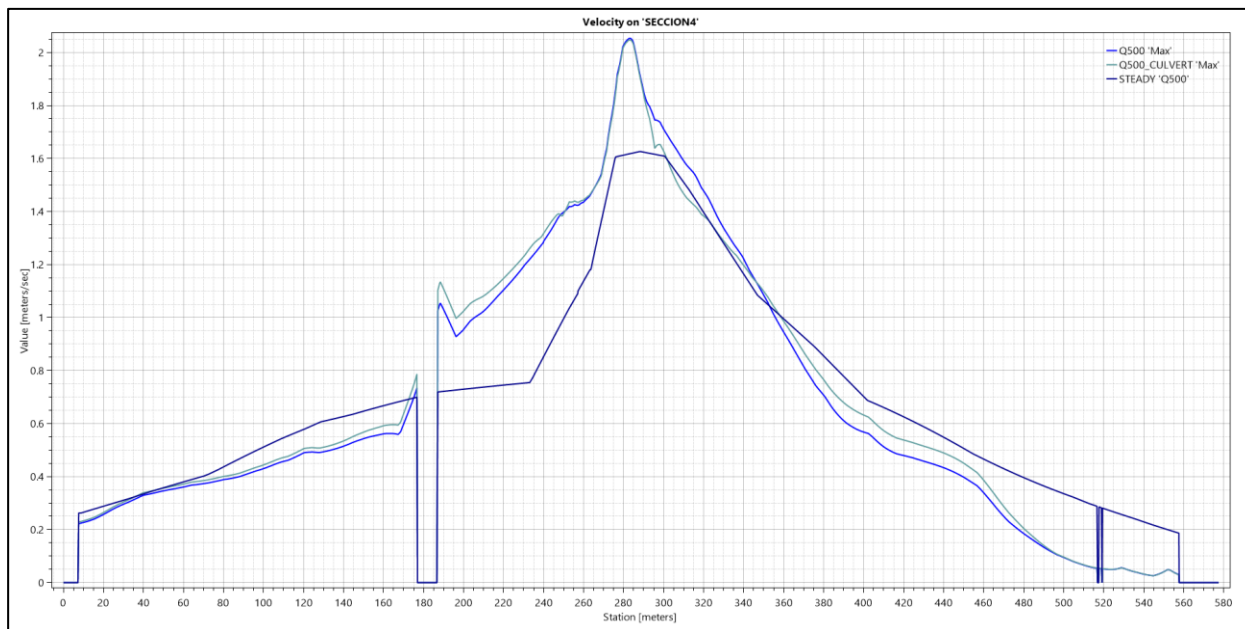


Figura 31. Perfil transversal VELOCITY Sección 3 (Q500)

#### 6.2.4. Comparación del modelo 1D y 2D: Quasi-Unsteady Flow

Los procesos de erosión y sedimentación están presentes en el ámbito fluvial, modificando la morfología del lecho, a medida que se produce el avance de un flujo de agua sobre la topografía de este. El modelado de dichos sucesos resulta de aplicar las ecuaciones pertinentes de transporte de sedimentos al modelo hidráulico propuesto, a través del módulo de sedimentos.

Como se ha establecido en el apartado 5.2.2.1, la introducción de sedimentos en el modelo unidimensional debe realizarse a través del módulo Quasi-Unsteady, el cual, discretiza el hidrograma obtenido en el apartado 4 introducido en bloques, con el objeto de realizar un análisis permanente en cada sección transversal, mediante el valor de dichos bloques. Esto resulta en una aproximación de un hidrograma variable, a través de un cálculo de un flujo permanente, lo cual permite aproximar con mayor exactitud los efectos de entrada del volumen de agua dentro de la zona de estudio, con el añadido de establecer el efecto de los sedimentos dentro del flujo.

Realizando un análisis crítico del modelo, se establecería la cuestión de **si el transporte de sedimentos a través del flujo del agua produce algún efecto sobre el flujo descrito** y en qué medida afecta a las variables que describen el modelo: calado, velocidad, etc. Para ello, se disponen a continuación los resultados obtenidos para el caso de un periodo de retorno igual a 500 años, con el fin de establecer diferencias notables en el flujo para el caso de mayor magnitud.

Para ello se dispondrán los perfiles longitudinales del modelo 2D con la geometría de las pilas, el modelo 1D con la geometría del puente y el modelo 1D con el módulo de sedimentos. Posteriormente se analizará comparativamente el modelo bidimensional con el modelo con sedimentos a través de una evolución temporal, y el modelo 1D con el modelo con sedimentos, a través de un análisis de las secciones transversales más características de este.

Previo a la visualización de los modelos en comparación, es notable destacar, a modo de exposición, las soluciones relativas al modelo unidimensional con sedimentos, el cual, permite establecer los niveles de erosión

y sedimentación experimentados por el lecho del río.

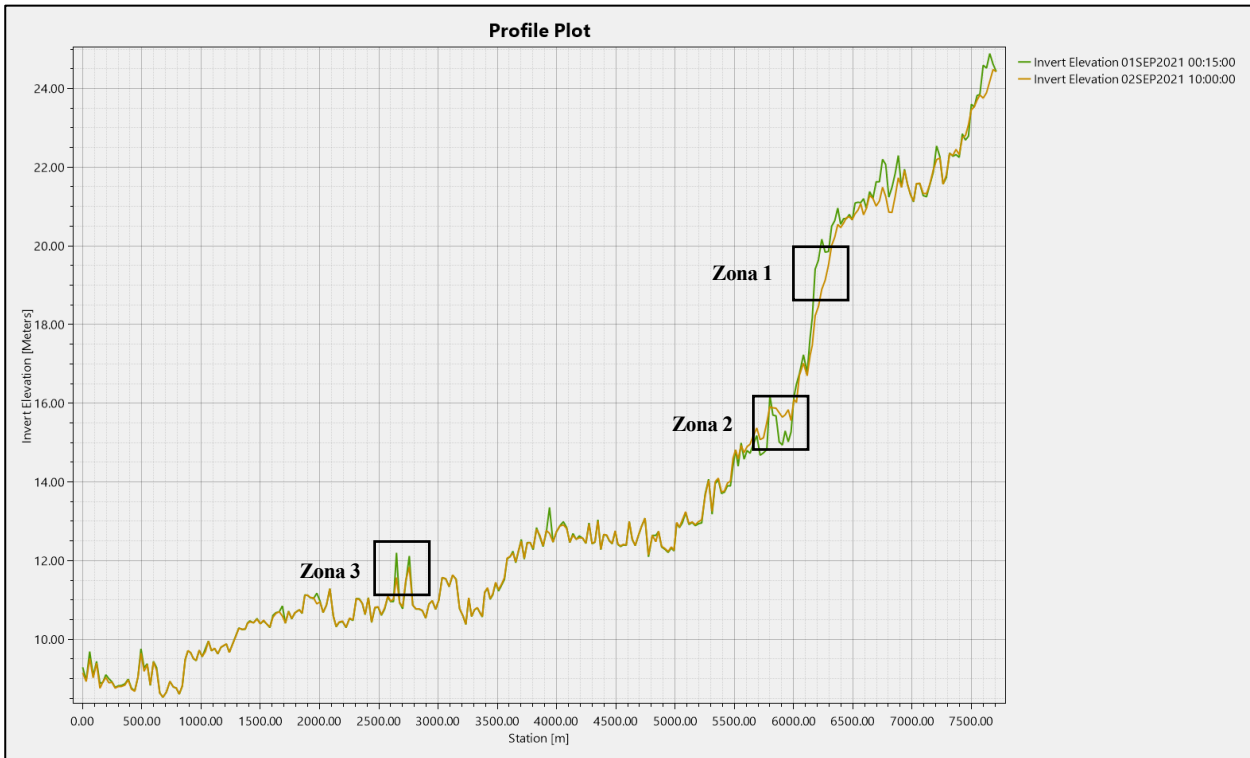


Figura 102. Perfil transversal Erosión/Sedimentación

En esta imagen, es posible apreciar en comparativa, la sección longitudinal del terreno en el instante inicial y final de la simulación. Si bien, la orografía permanece relativamente estable, sin cambios relevantes, es notable destacar varias zonas donde se aprecian variaciones del terreno de interés para su estudio:

- **Zona 1:** En zonas de pronunciada pendiente, es posible establecer los efectos de erosión de una manera más patente, comparada con el resto de la sección. En esta zona, la cota del terreno descende en apenas 300 metros, de una cota 21 a una cota 16. En este cambio brusco de pendiente, el flujo se torna supercrítico, alcanzando velocidades de ordenes de magnitud superiores al resto de la sección longitudinal. Esto provoca que las fuerzas tangenciales que el flujo provoca sobre el lecho, se tornen de mayor magnitud, y provoquen el desplazamiento y arrastre de los sedimentos alojados en el lecho, modificando la topografía del terreno como es posible apreciar en la imagen.
- **Zona 2:** Así como, era posible apreciar en la zona 1, un aumento de la erosión del lecho debido a un aumento de la velocidad pertinente al cambio de pendiente, la zona 2 corresponde a la estabilización del terreno, adquiriendo un valor menos pronunciado del terreno. Ello provoca que la velocidad del flujo disminuya, y en consecuencia, la velocidad de los sedimentos en suspensión en el flujo disminuye también, provocando la sedimentación de los mismo. Es posible apreciar como se genera en esta zona, un depósito de sedimentos proveniente de la zona 1, generando una elevación de la cota del terreno.
- **Zona 3:** Esta zona resulta de interés sobre la sección general, ya que, aunque no presente grandes variaciones de pendiente, si presenta ciertas elevaciones del terreno, por encima del nivel medio, que establecen un obstáculo para el flujo. La respuesta del modelo establece cierta erosión en dichas zonas, en la que se reduce la altura de dichas zonas erosionadas, y homogeneiza relativamente la orografía.

Una vez establecida la respuesta del terreno ante los procesos de erosión/sedimentación producidos por el flujo,

se procederá primeramente al análisis de los perfiles longitudinales del terreno, en comparativa de los tres modelos propuestos.

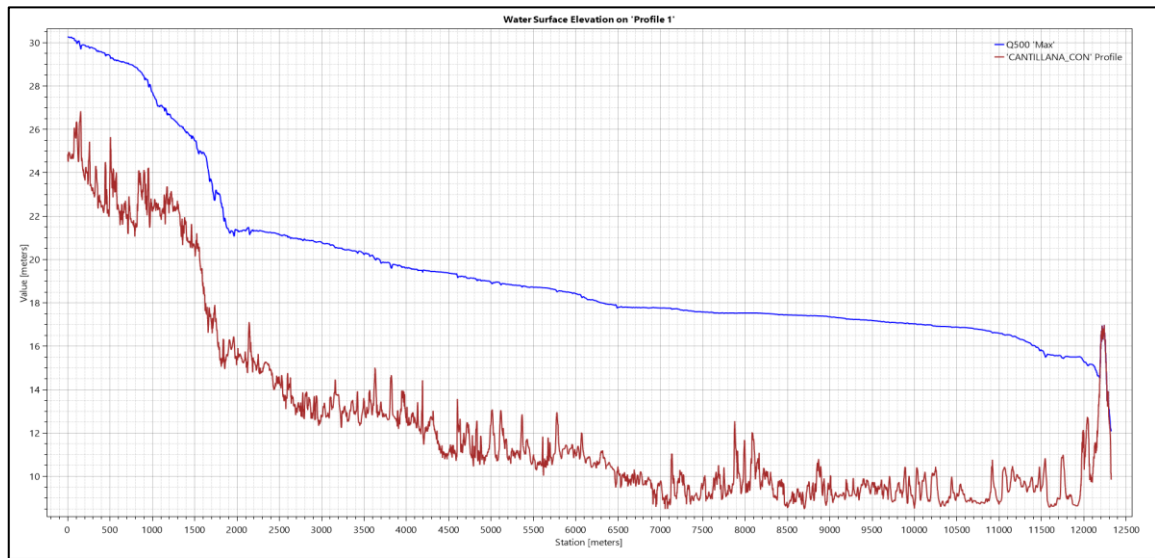


Figura 43. Perfil longitudinal Modelo 2D

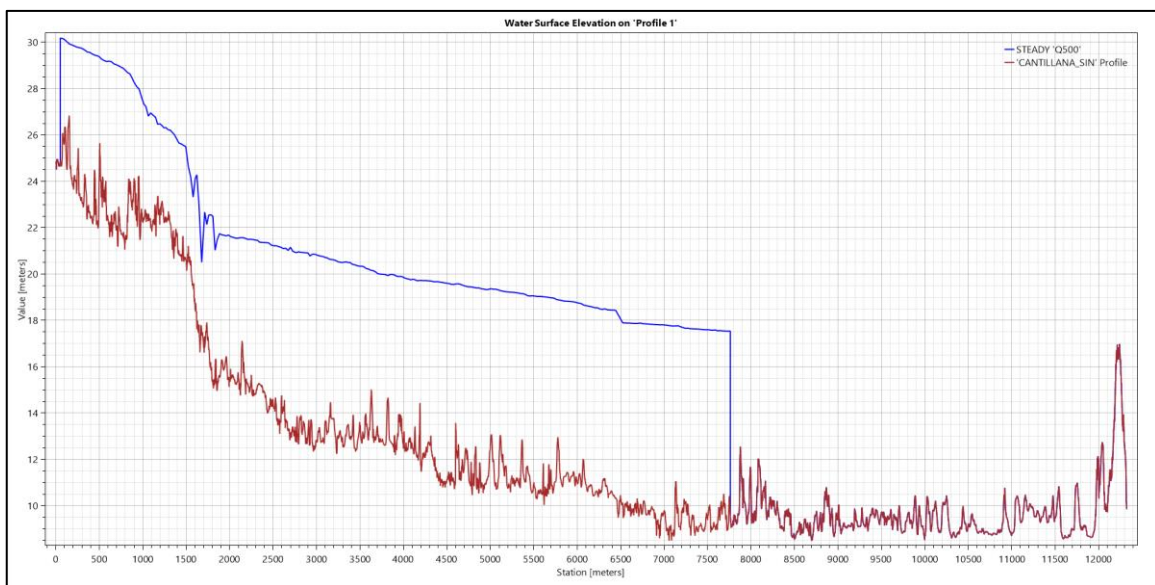


Figura 104. Perfil longitudinal Modelo 1D

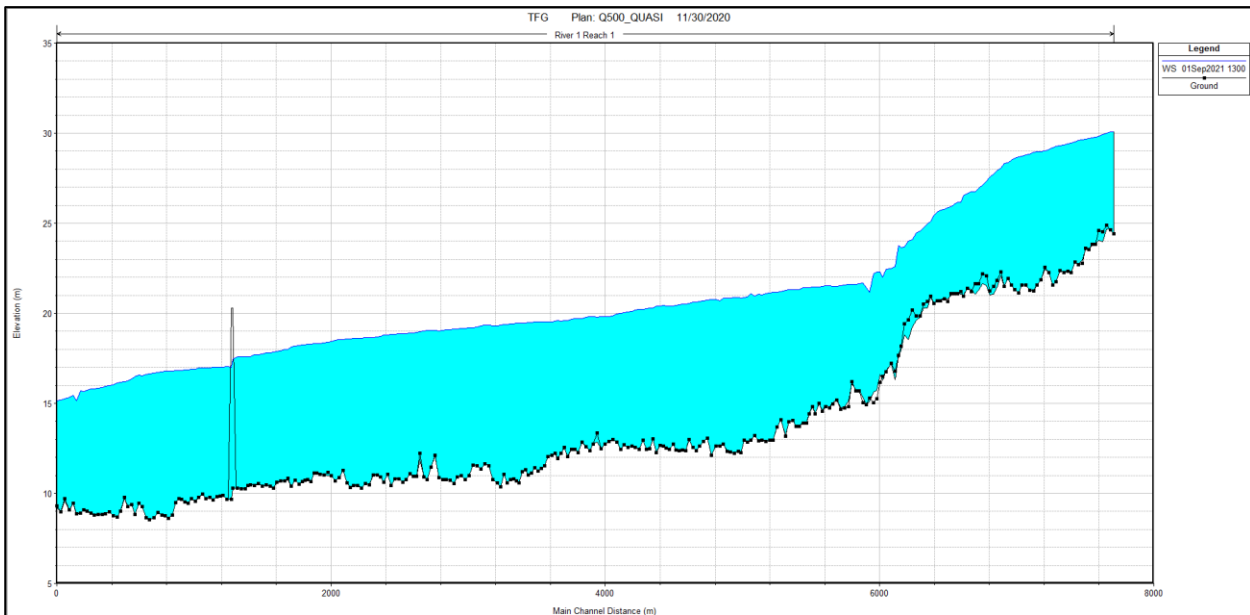


Figura 105. Perfil longitudinal Modelo 1D Sedimentos.

En un análisis previo de los perfiles longitudinales obtenidos a partir del terreno, es posible observar poca diferencia entre la modelización unidimensional y bidimensional, así como, la afección de los sedimentos dentro del cálculo de los modelos hidráulicos estudiados.

A falta de estudiar en mayor profundidad los perfiles asociados a los puntos críticos definidos dentro de la sección, en una primera aproximación, es notable destacar que el modelo cuasi-permanente resuelve con una mayor estabilidad la zona del flujo referente al salto hidráulico, indicado en la zona erosionable 1, descrito anteriormente. Es interesante al mismo tiempo destacar ciertas sobreelevación, en el caso cuasi-permanente, debido a la presencia de la estructura dentro del cauce.

Debido a limitaciones del modelo, no se ha podido realizar una comparación en la misma gráfica de los perfiles longitudinales y transversales del terreno. Asimismo, es posible apreciar en detalle dentro del perfil de la lámina de agua, obtenida a través del modelo cuasi-permanente, una mayor continuidad entre los valores obtenidos, comparado con el modelo unidimensional, el cual ofrecía resultados más lineales asociados a las secciones transversales. Esto se debe, a la modelización descrita anteriormente por el modelo cuasi-permanente, el cual establece una división por bloques del hidrograma de cálculo

A continuación, se ofrecerá una comparativa entre los modelos 2D y 1D con sedimentos, así como, una comparativa entre los modelos unidimensional en régimen permanente y unidimensional con sedimento.

#### 6.2.4.1. Comparativa 2D-1D Sedimentos

- Sección 1

En primera instancia, es posible apreciar a simple vista, cómo las cotas de la lámina de agua referidas al modelo cuasi-permanente, se ven desplazadas en el tiempo respecto al modelo bidimensional. Esto se debe, a que la modelización del régimen cuasi-permanente dentro de HEC-RAS, no permite la introducción de hidrogramas cuyos valores iniciales sean iguales a cero. Para ello, se ha debido eliminar los primeros instantes de tiempo, hasta llegar a la hora 5 en la que empieza el caudal del hidrograma a fluir.

En cuestión de la geometría desarrollada a partir de las cotas de la lámina de agua, es posible apreciar una cierta similitud de la geometría del perfil entre los modelos. La geometría para el modelo cuasi-permanente presenta un mayor escalonamiento, debido a la resolución del modelo anteriormente descrito. Sin embargo, en un análisis comparativo de ambos, se puede apreciar como describen aproximadamente los mismos valores para los mismos intervalos de tiempo correspondientes. Una de las mayores diferencias resulta también de la realización del modelo ya que el modelo unidimensional no se ejecutó siguiendo los tiempos del hidrograma sino que se simuló

hasta la hora en la que el hidrograma alcanzará la punta en la última sección de la malla mientras que el modelo cuasi-permanente se simuló completamente. **Referido a la cota de la superficie de agua se puede establecer cierta precisión para el modelo cuasi-permanente.**

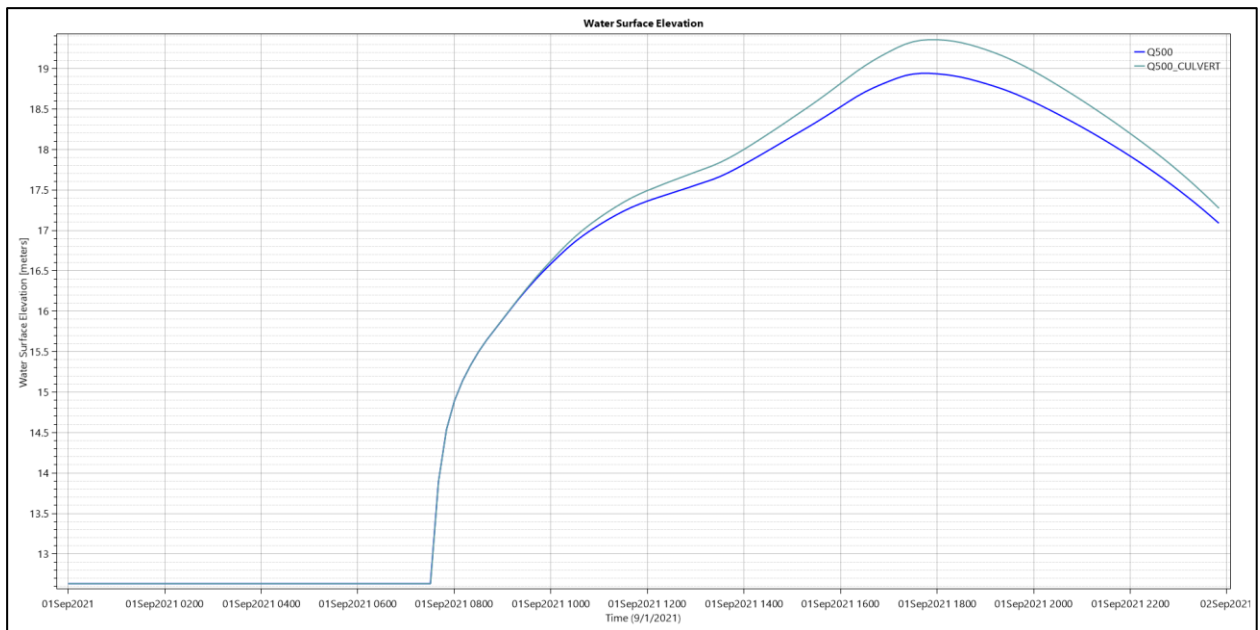


Figura 106. Evolución temporal de la WSE Modelo 2D (Sección 1)

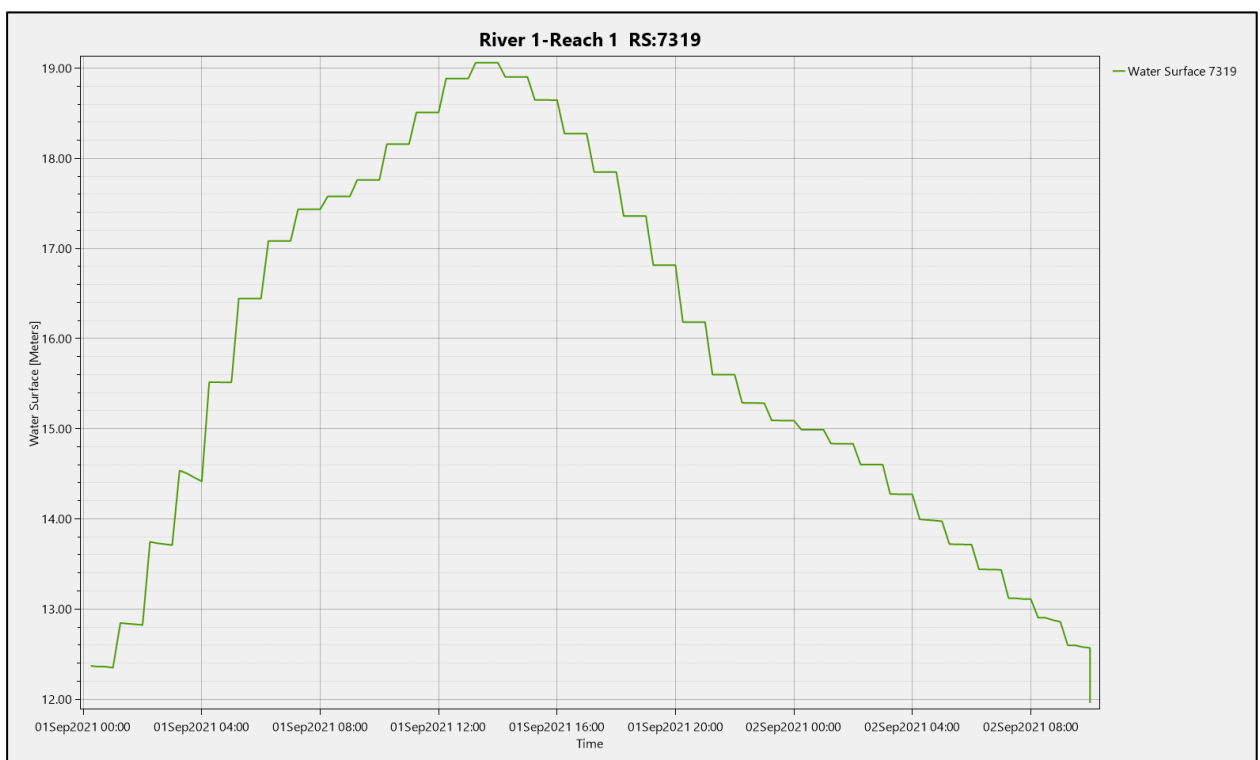


Figura 107. Evolución temporal de la WSE Modelo1D Sedimentos (Sección 1)

Referido a la velocidad del modelo, no cabe sino destacar, un perfil mucho más acusado en el modelo cuasi-permanente con cambios bruscos de valores, y pendientes pronunciadas a lo largo de toda la evolución temporal. Tal y como, el modelo unidimensional proporciona valores continuos y una geometría más suave a lo largo de la distribución de tiempo, el modelo cuasi-permanente posee al mismo tiempo, que poseían los modelos unidimensionales respecto a los bidimensionales, una aproximación de la geometría del perfil de velocidades.

En este caso cabe destacar que **la completa discrepancia entre los resultados obtenidos ante la comparativa requiere de un juicio crítico por parte del usuario.**

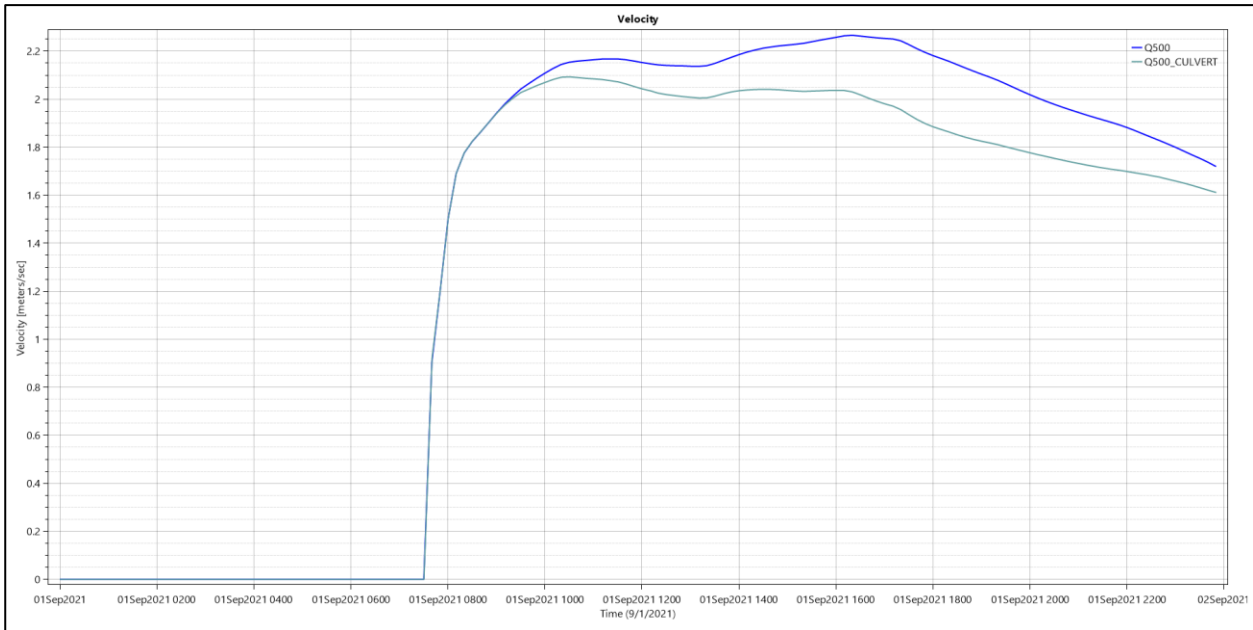


Figura 108. Evolución temporal de la velocidad Modelo 2D (Sección 1)

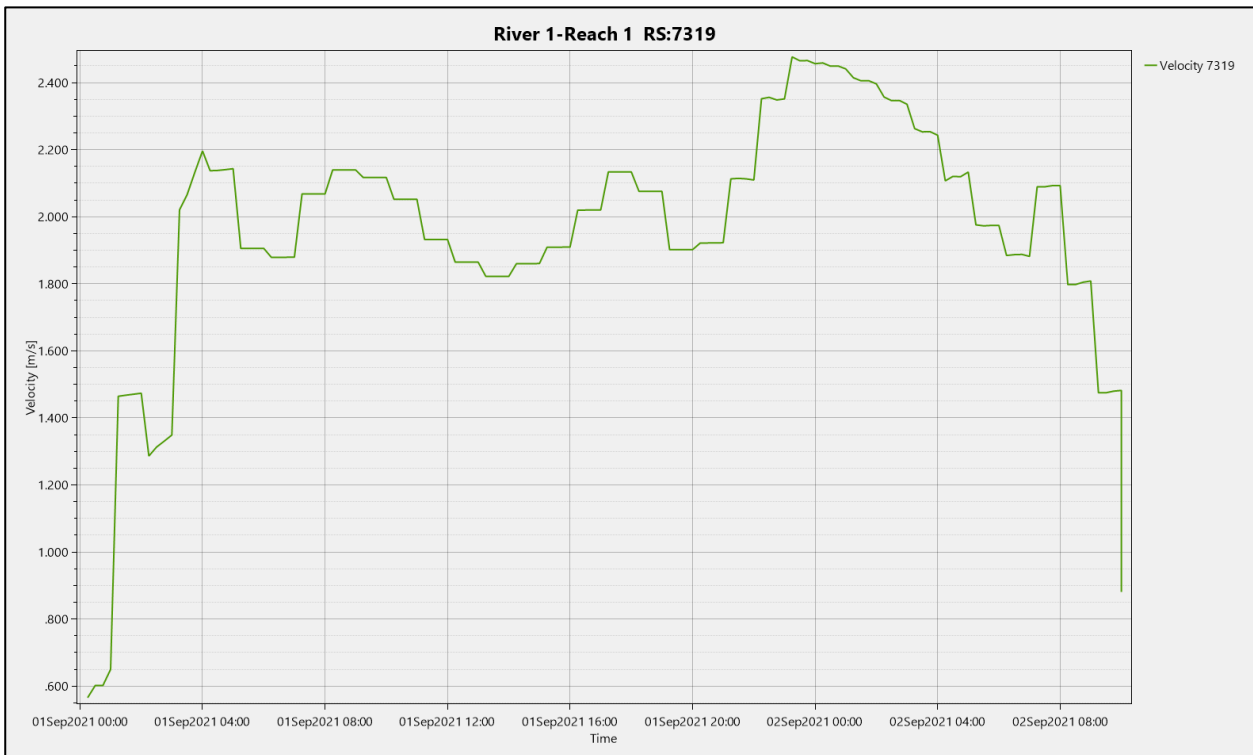


Figura 109. Evolución temporal de la velocidad Modelo 1D Sedimentos. (Sección 1)

- Sección 2

Al igual que se ha referido anteriormente, en la sección aguas arriba del puente, la geometría que conforma la evolución de la superficie de agua, en régimen cuasi-permanente presentan una forma escalonada, alejado de una geometría suave y continua. Sin embargo, en su cómputo general, se puede establecer una cierta aproximación a la geometría asociada al modelo unidimensional. Comparando los valores obtenidos y considerando la discrepancia temporal anteriormente mencionadas, debido a las limitaciones del modelo de HEC.RAS, es posible observar cierta aproximación en los valores obtenidos. A pesar de que estos no resultan totalmente precisos, se puede apreciar una aproximación a los valores reales que se pueden obtener en el modelo 2D, si se observan los valores de la punta obtenidos a partir de las dos curvas ya que ambas modelizaciones alcanzan la misma cota de la lámina de agua igual a 18 metros.

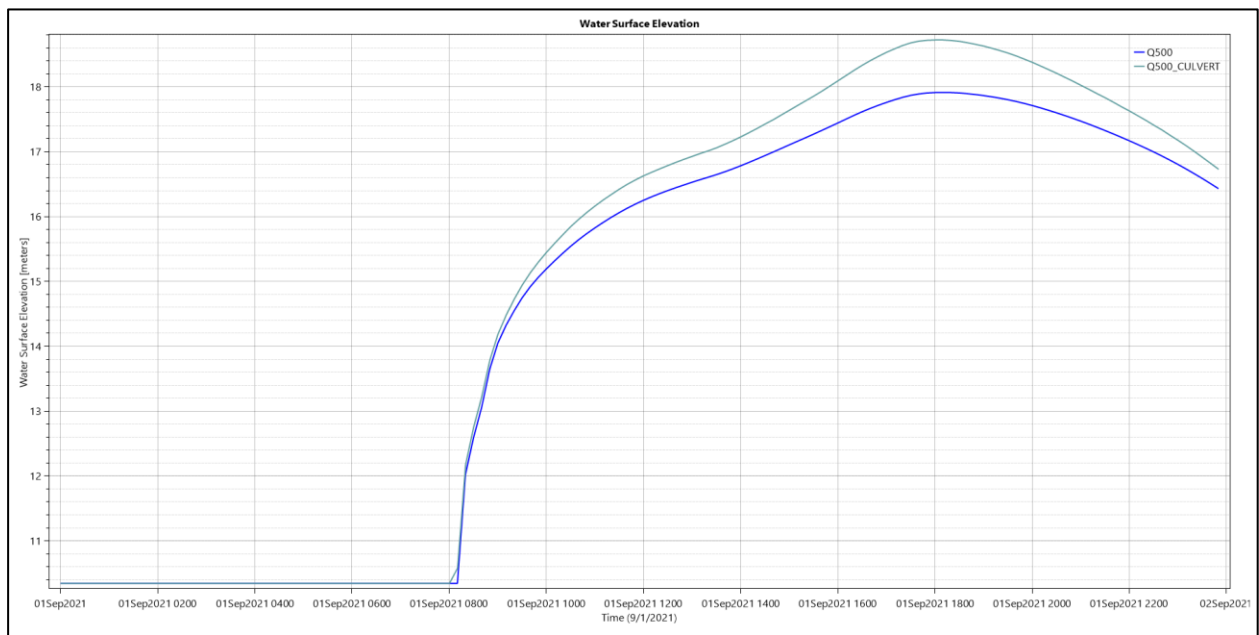


Figura 110. Evolución temporal de la WSE Modelo 2D (Sección 2)



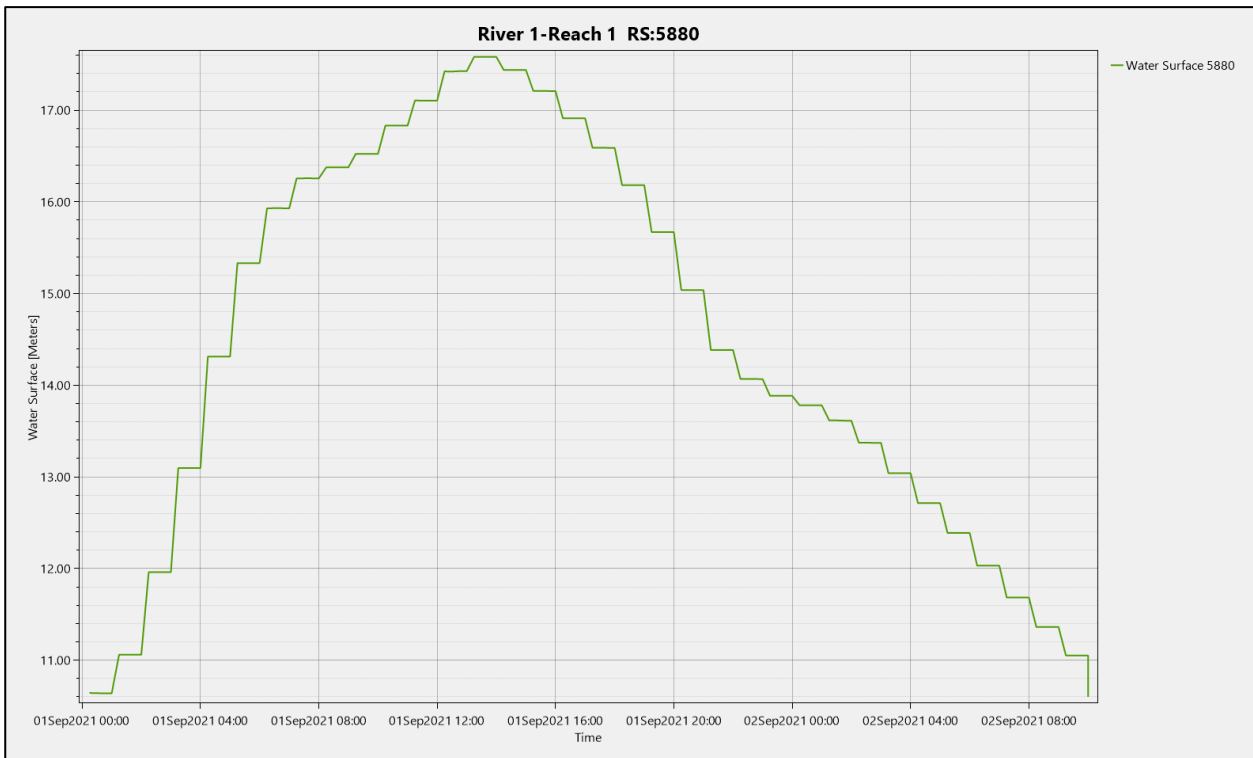


Figura 111. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 2)

En cuestión del perfil de velocidad, es posible apreciar, como el modelo cuasi-permanente empieza a presentar una geometría más aproximada a la del modelo bidimensional, sin llegar a adquirir completamente la evolución temporal de la misma.

La geometría final del perfil, referida a los valores de las velocidades, destaca debido a que son ligeramente inferiores las del modelo cuasi permanente frente a la del modelo bidimensional. Todo ello conlleva, a destacar **la falta de precisión del modelo cuasi-permanente, a la hora de realización del cálculo de las velocidades dentro del modelo numérico.** A pesar de que la aproximación llevado acaba resulta más semejante que la propuesta en la sección 1, los resultados obtenidos a partir de los modelos bidimensionales ofrecen mucha mayor precisión que dichos modelos.

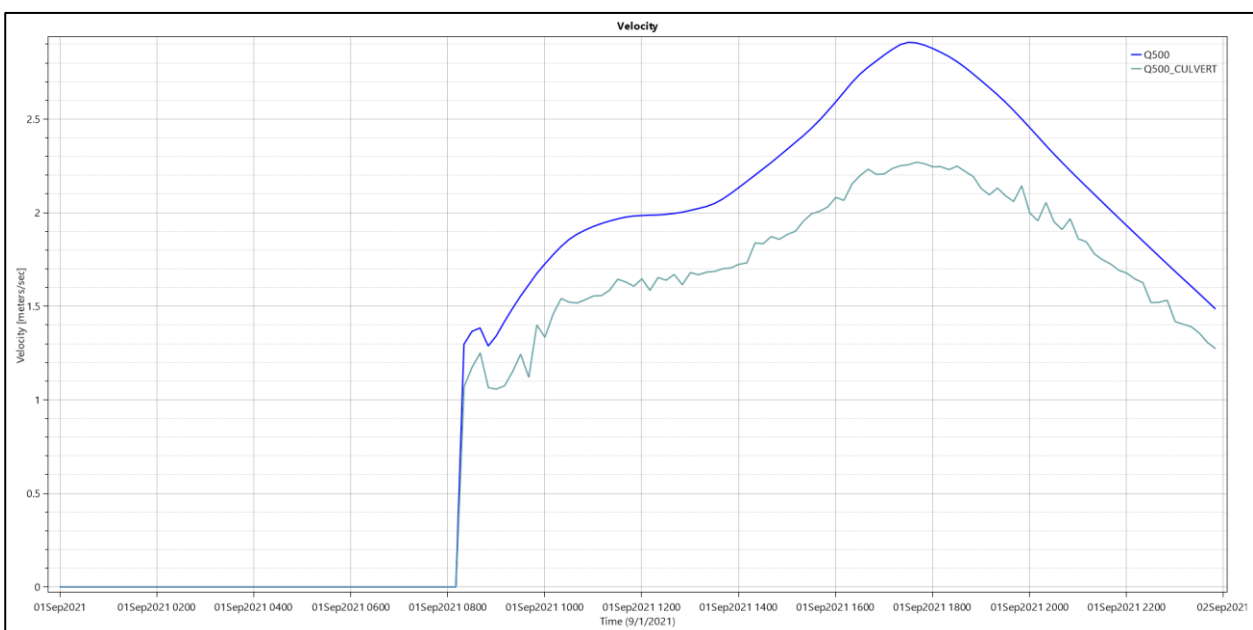


Figura 112. Evolución temporal de la velocidad Modelo 2D (Sección 2)

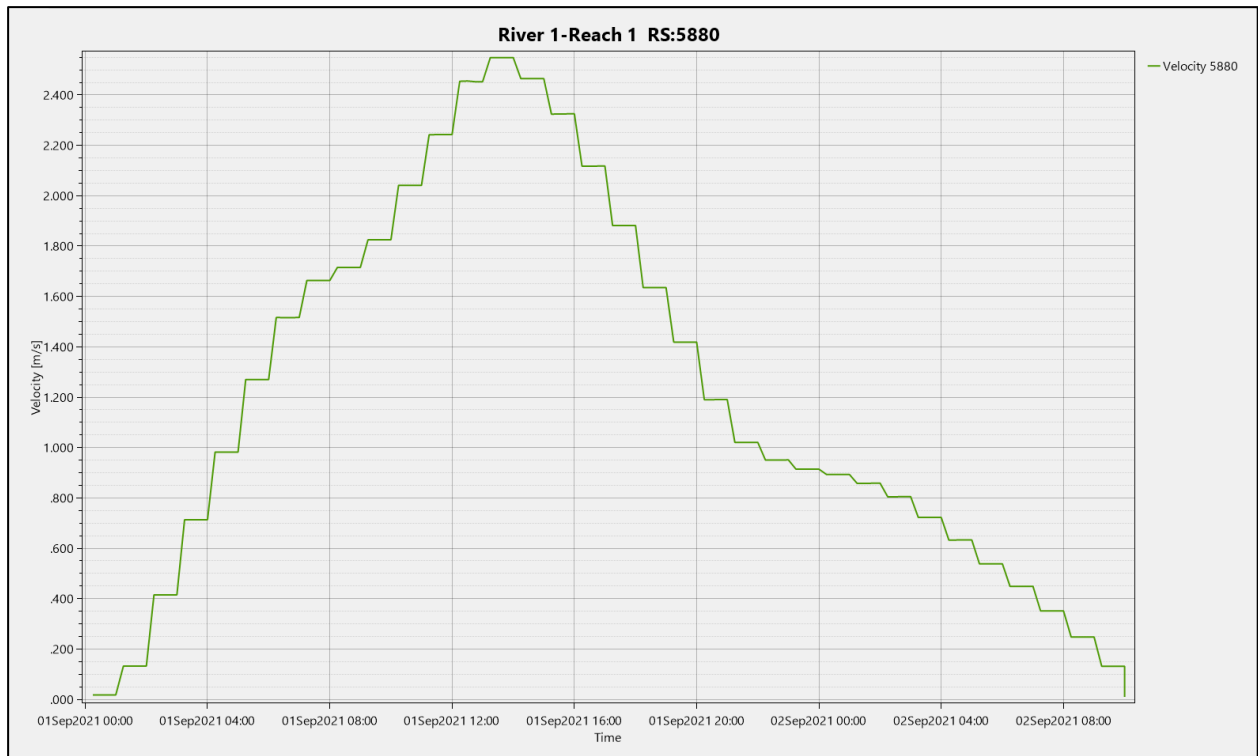


Figura 113. Evolución temporal de la velocidad Modelo 1D Sedimentos (Sección 2)

### • Sección 3

Al igual que ocurría en caso anterior, en una primera instancia, la geometría establecida por la evolución temporal de la superficie del terreno, a través del modelo cuasi-permanente, proporciona una estructura similar al modelo bidimensional. Sin embargo, analizando los valores, se revelan diferencias notables entre los valores máximos asociados a la lámina de agua entre ambas modelizaciones. Dichas diferencias pueden ser provocadas por el cálculo del modelo numérico, así como la influencia de los parámetros de sedimentación dentro del modelo. Es posible apreciar en la punta de la curva dispuesta cómo, en el modelo bidimensional se alcanza una altura de 18 metros, mientras que en el modelo cuasi-permanente se establece una altura de 17 metros de diferencia de altura.

En un principio, el error correspondiente al cálculo de la altura de la lámina de agua se podría establecer como error del modelo unidimensional. Sin embargo, los resultados provenientes del régimen permanente situados en la zona aguas abajo del puente, proporcionaban valores semejantes en altura de lámina de agua, al modelo bidimensional. Es entonces, razonable suponer, que **el cálculo de los valores de lámina de agua, en regímenes cuasi-permanentes con sedimentos poseen menor precisión** que el resto de las modelizaciones estudiadas.

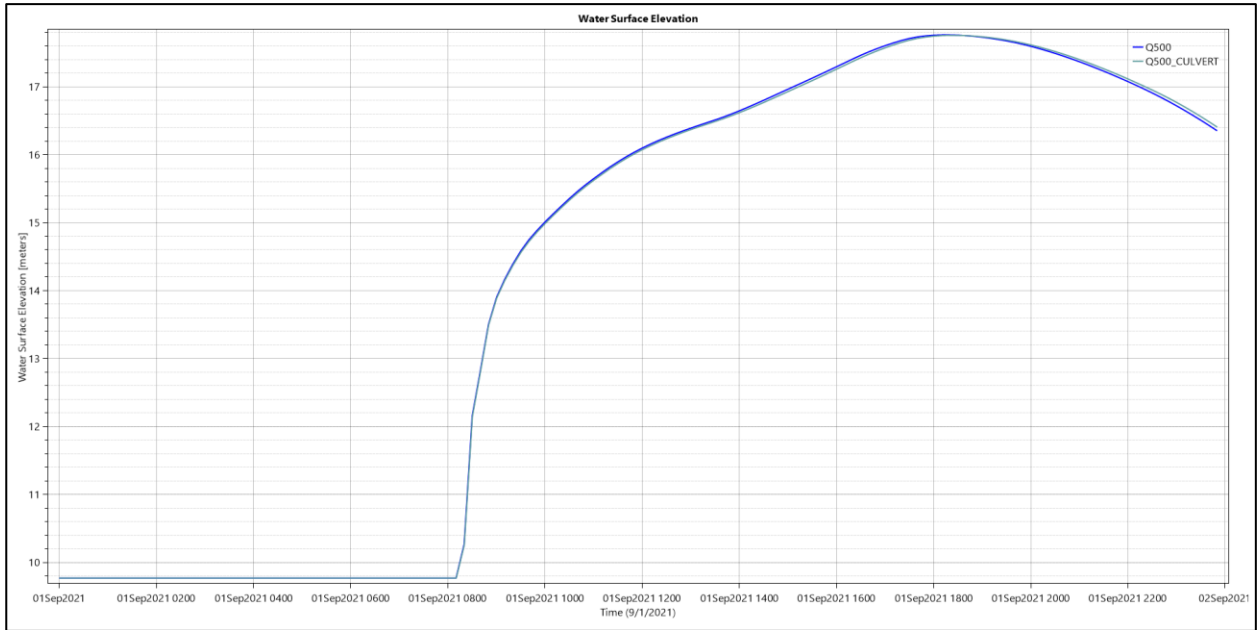


Figura 114. Evolución temporal de la WSE Modelo 2D (Sección 3)

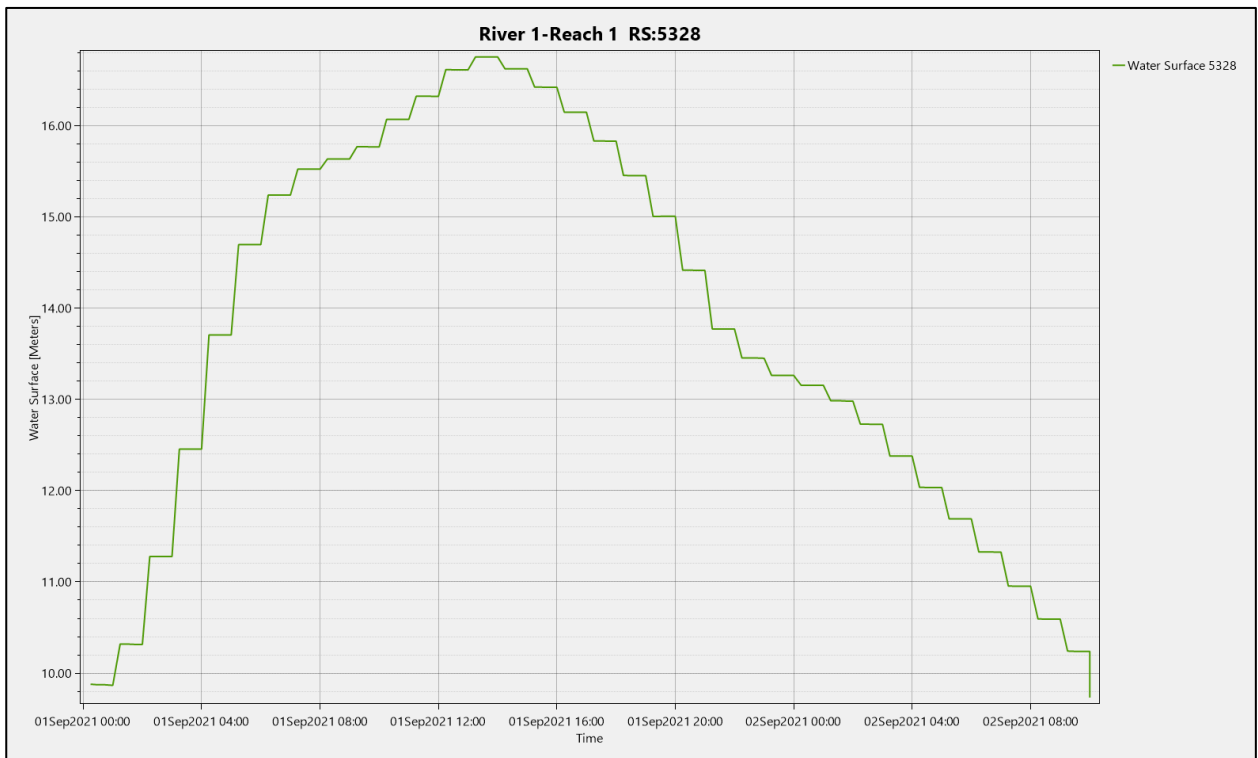


Figura 115. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 3)

Referido a la velocidad de esta sección, es posible apreciar cómo el modelo no es capaz de establecer una geometría similar a la resultante del modelo bidimensional. Como es posible apreciar, el modelo bidimensional presenta un pico en el inicio del hidrograma el cual se atenúa conforme pasan las horas, y posteriormente vuelve a aumentar hasta la llegada del caudal punta. Sin embargo, apreciando la geometría asociada al perfil de velocidades, en el modelo cuasi-permanente, se presenta una geometría en la evolución del perfil de velocidades similar a las anteriores, mediante un aspecto escalonado, en la cual no establecen ninguna similitud con la

geometría del perfil de velocidades establecido en el modelo bidimensional. Todo ello lleva a suponer, que el modelo cuasi-permanente presenta problemas a la hora del establecimiento de las velocidades dentro de las secciones transversales.

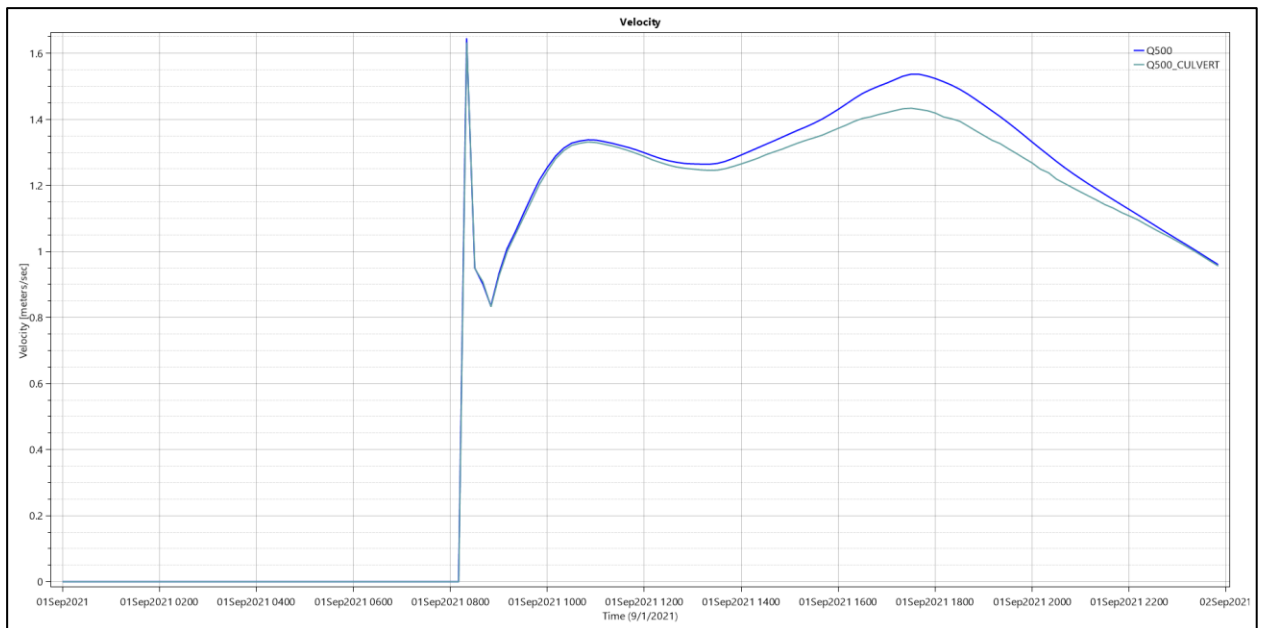


Figura 116. Evolución temporal de la velocidad Modelo 2D (Sección 3)

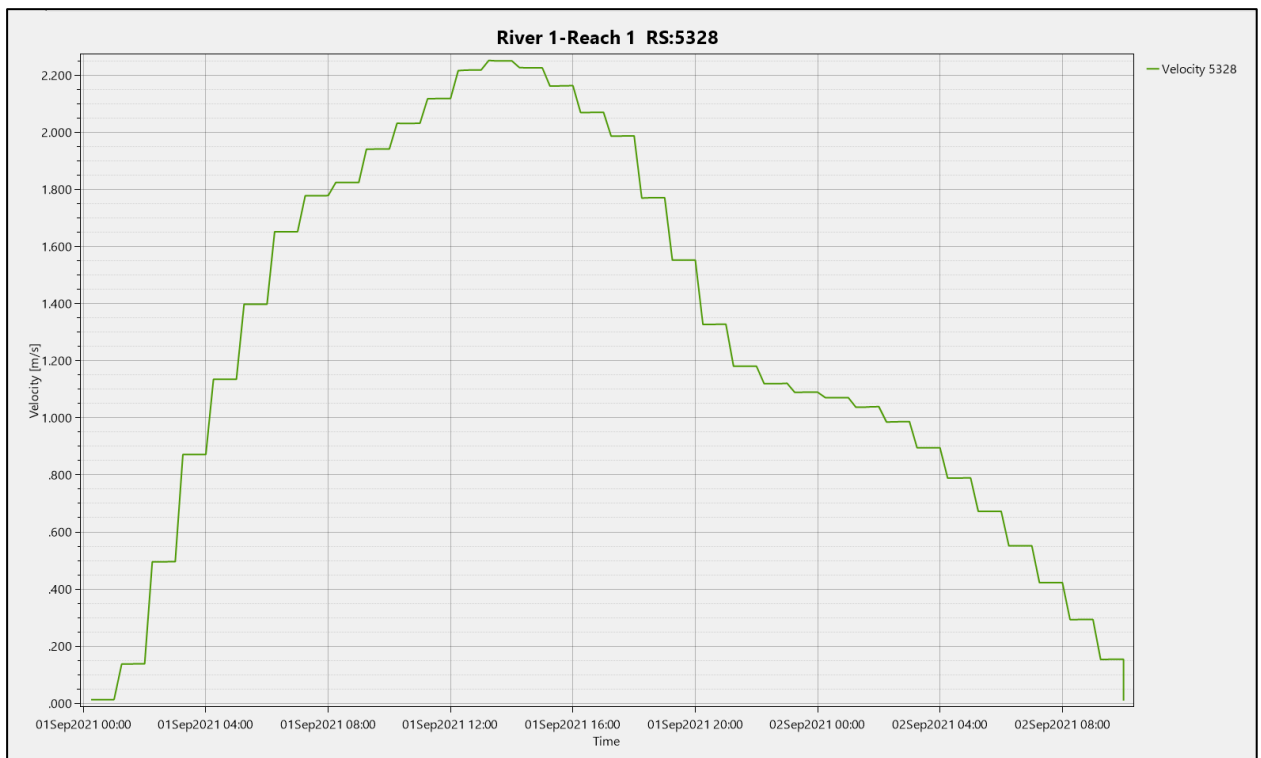


Figura 117. Evolución temporal de la WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 3)

### 6.2.4.2. Comparativa 1D-1D Sedimentos

Al igual que ocurría en la comparativa en el apartado 6.2.3, el modelo unidimensional en flujo permanente carece de evoluciones temporales debido a la condición de su cálculo. Por ello, se compararán espacialmente las velocidades y cota de lámina de agua entre secciones con el fin de establecer diferencias dentro de las modelizaciones.

Las secciones utilizadas para la comparativa serán las mismas usadas dentro del apartado 6.2.3.

- Sección 1

La comparación entre los modelos unidimensionales resulta de un mayor interés, debido al estudio de la influencia de los parámetros de sedimentación dentro del modelo. Para ello se ha establecido en las mismas secciones estudiadas anteriormente, una comparativa entre la superficie del agua y la velocidad que alcanza el flujo entre las secciones transversales, con el objeto de determinar si existen ciertas diferencias que permitan la obtención de ventajas e inconvenientes de una modelización respecto a otra.

La sección 1 presenta en una primera instancia, perfiles semejantes en ambas modelizaciones propuestas. Cabe destacar un ligero aumento de calado en el modelo en régimen permanente respecto al modelo con sedimentos, siendo este de apenas unos centímetros.

Sin embargo, en cuestiones de velocidad, ambas secciones transversales poseen velocidades similares, reflejadas en la sección transversal del río, sin diferencias apreciables en ninguna de las 3 divisiones en la que se modeliza el cauce. El aumento de calado puede estar provocado por la resolución de las ecuaciones del modelo en régimen permanente frente al modelo cuasi-permanente explicado anteriormente, el cual puede establecer ciertas diferencias dentro del cálculo computacional. Esta diferencia ha sido también apreciada en la comparativa con los modelos bidimensionales, los cuales presentaban valores menores de velocidades en comparativa con la modelización 2D.

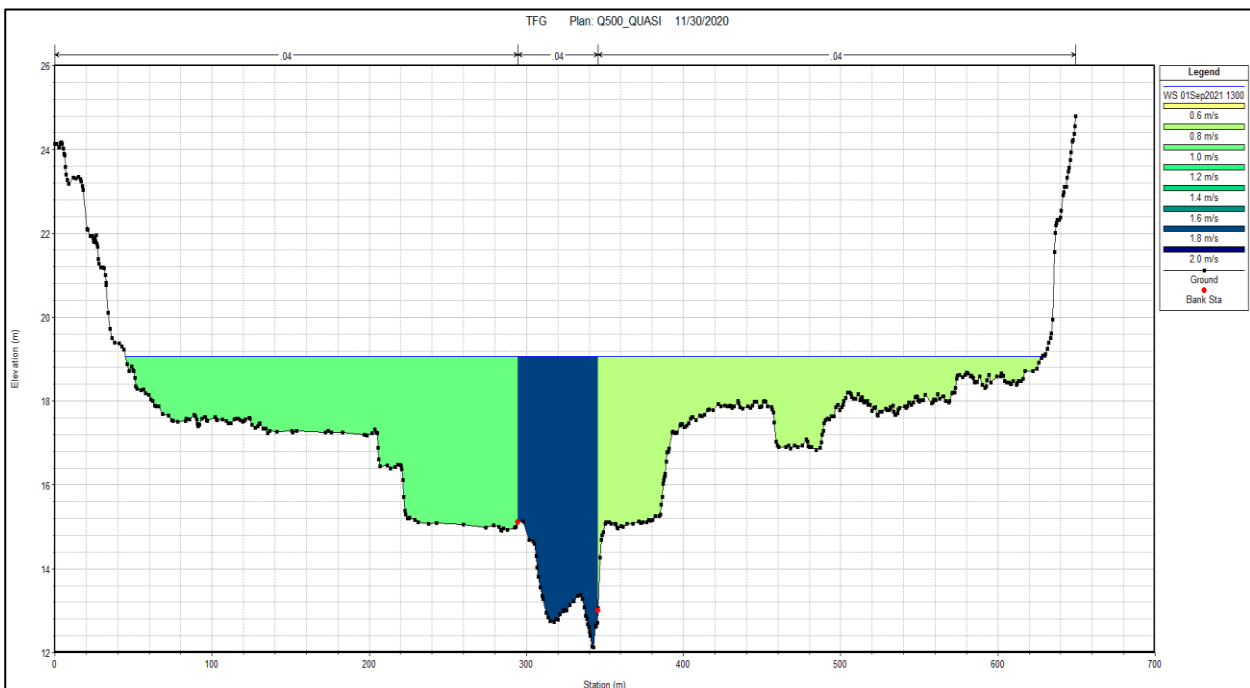


Figura 118. Velocidad y WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 1)

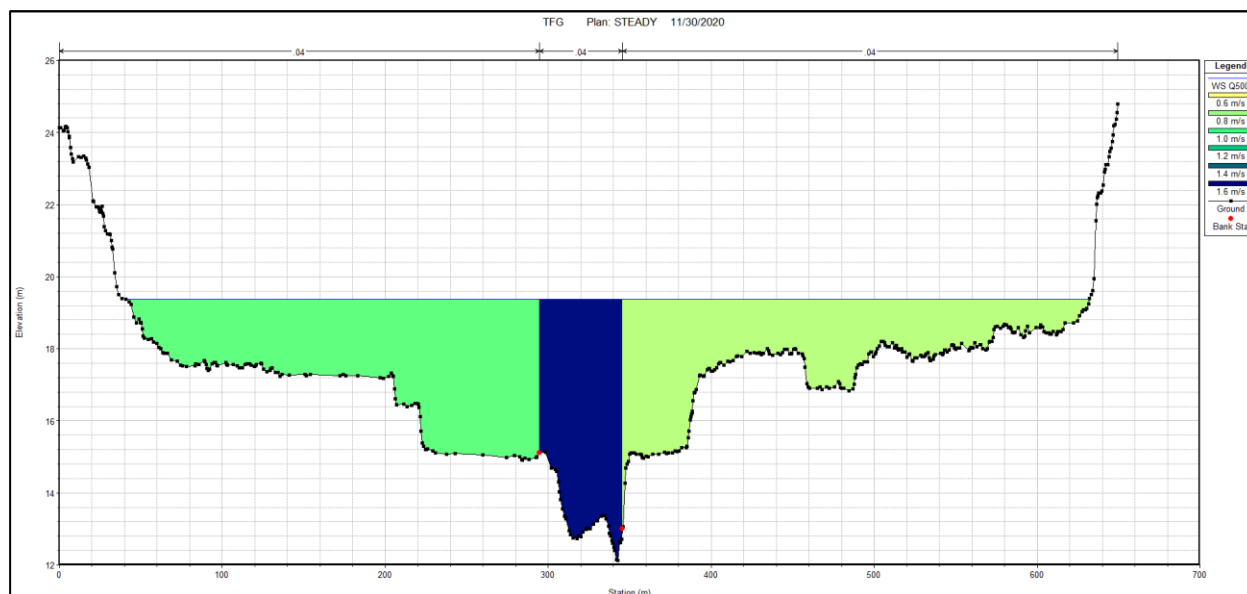


Figura 119. Velocidad y WSE Modelo 1D (Sección 1)

- Sección 2

La sección 2 corresponde, a la sección aguas arriba del puente, previa a la sección transversal de este. Resulta de gran interés el estudio de esta zona, ya que, cómo se ha podido ir apreciando a lo largo de este trabajo, el efecto de acumulación aguas arriba del puente, provoca una sobreelevación de la lámina de agua, cuyo efecto se distribuye a lo largo del cauce.

En este caso es posible apreciar como el modelo en régimen permanente establece una cota mayor a la lámina de agua dispuesta en el modelo cuasi-permanente. La diferencia se establece en aproximadamente 20 cm entre un modelo y otro, en el punto máximo. Cómo se ha mencionado anteriormente, esto se puede deber a la resolución del modelo cuasi-permanente frente a un modelo en régimen permanente.

Es interesante el análisis de las velocidades dentro del cauce, ya que, cómo es posible apreciar a simple vista, dentro del canal principal las velocidades son semejantes en ambos modelos. Sin embargo, la velocidad correspondiente a la margen derecha del río resulta ligeramente superior en el cálculo permanente frente al cuasi-permanente. Este resultado puede deberse a una falta de precisión dentro del cómputo de velocidades dentro del modelo cuasi-permanente, como se ha podido apreciar anteriormente con el perfil de velocidades comparado con los modelos bidimensionales.

Asimismo, en el análisis entre los modelos unidimensionales en régimen permanente y los modelos bidimensionales, se establecieron también diferencias apreciables en la velocidad entre ambos modelos propuestos. **Todo ello conlleva, establecer un juicio crítico sobre las velocidades obtenidas, a partir de los modelos unidimensionales, y la precisión que estas pueden aportar sobre el flujo del agua en la simulación.**

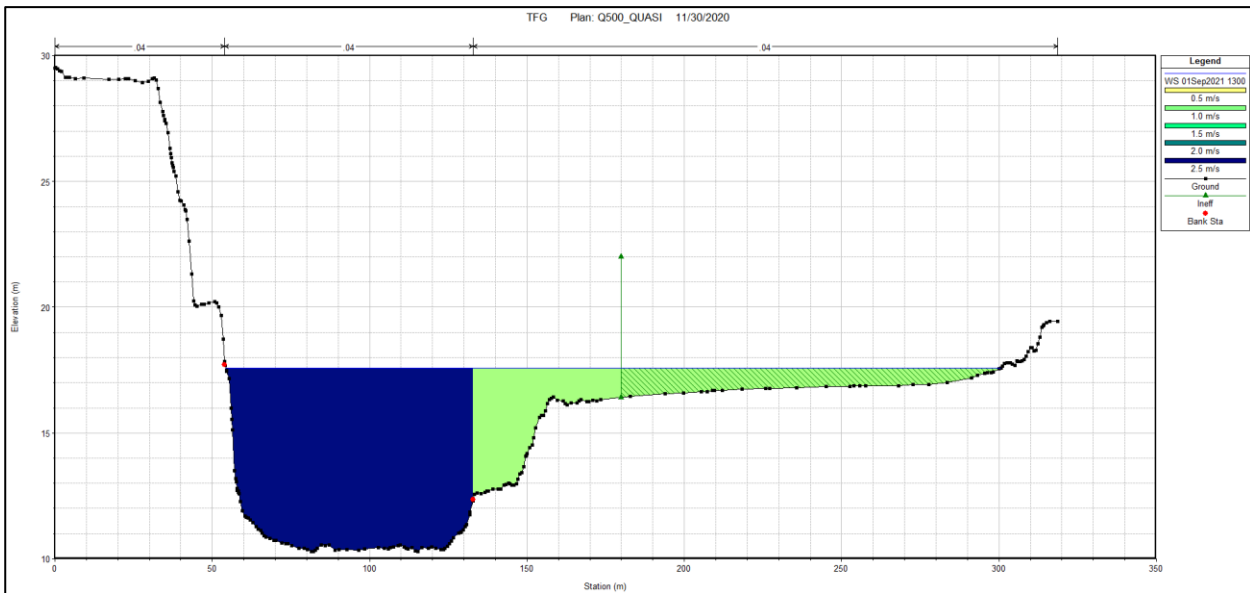


Figura 120. Velocidad y WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 2)

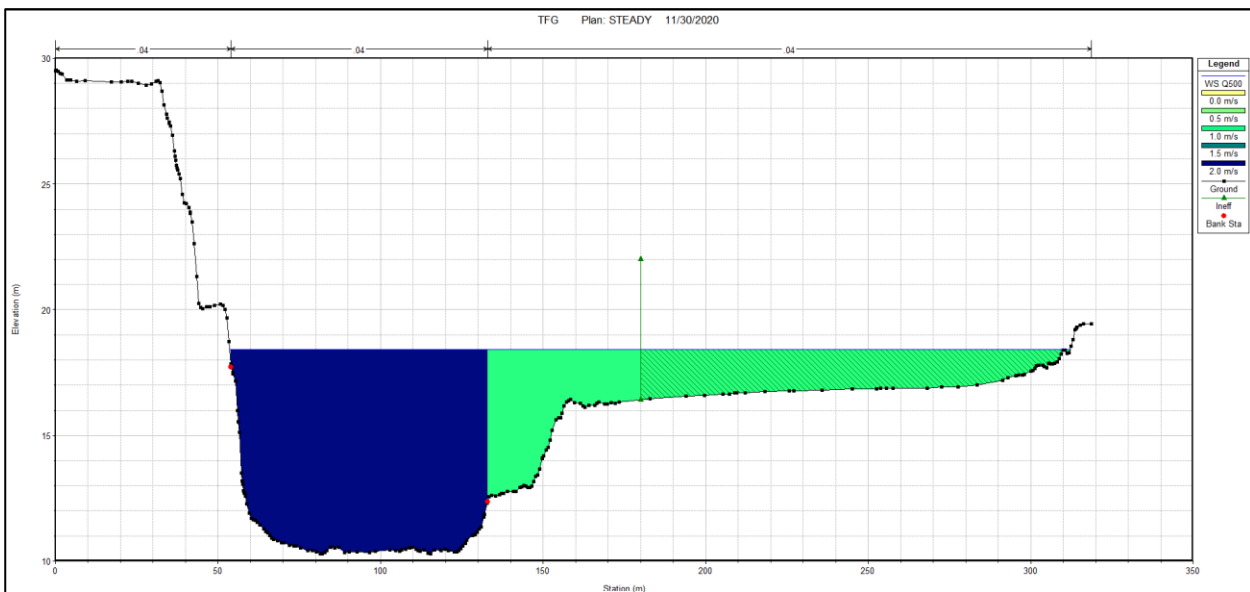


Figura 121. Velocidad y WSE Modelo 1D (Sección 2)

- Sección 3

En la sección 3, aguas abajo del puente, como se ha visto anteriormente en los otros dos casos modelados, la altura del agua referida al modelo en régimen permanente resulta algo superior a la obtenida a partir del modelo cuasi-permanente. A través de los resultados obtenidos anteriormente mediante las comparativas descritas, y, en consecuencia, esta comparativa final, se puede establecer que los resultados referidos a la cota de la lámina de agua, que proporcionan los modelos establecidos mediante regímenes cuasi-permanentes difieren en un orden mayor a los resultados mediante regímenes permanentes, de los modelos más aproximados a la realidad como pueden ser los resultados del modelo bidimensional.

Asimismo, referido a un análisis de las velocidades, los resultados obtenidos establecen un perfil de velocidades mayor en el cálculo en regímenes permanentes frente a los cuasi-permanentes. En un análisis global, frente a modelizaciones unidimensionales, es destacable que el perfil obtenido a través del modelo con sedimentos ofrece en ocasiones resultados muy distorsionados y cuestionables frente a la fiabilidad de los modelos 2D.

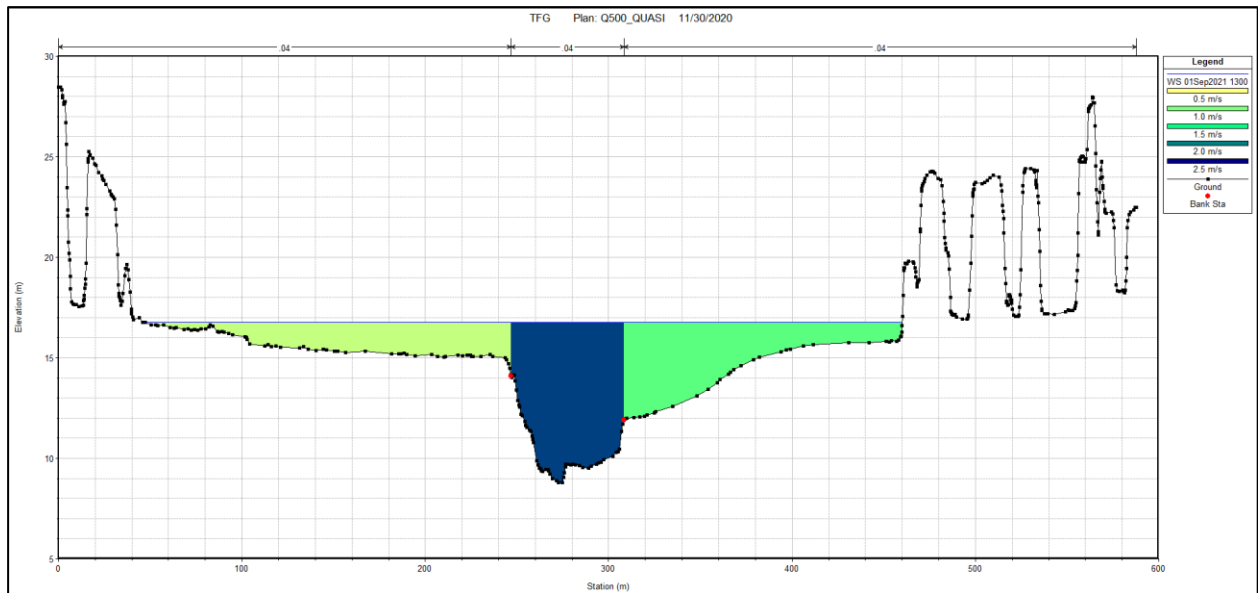


Figura 122. Velocidad y WSE Modelo 1D Sedimentos (Sección 3)

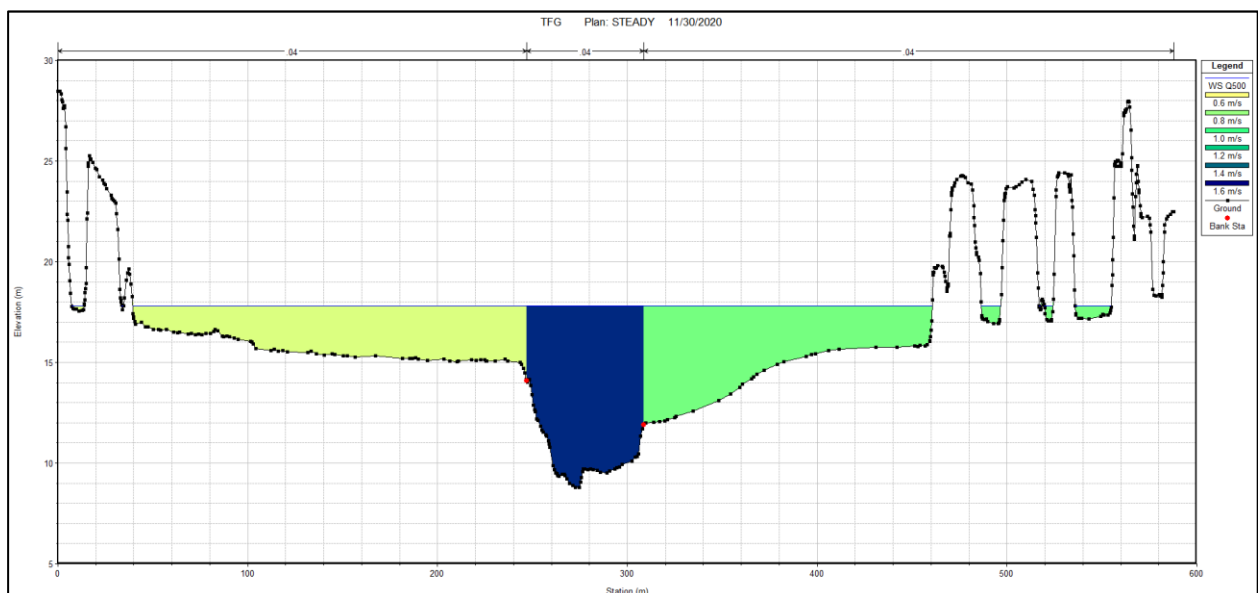


Figura 123. Velocidad y WSE Modelo 1D (Sección 3)

### 6.2.5. Erosión en estribos y pilas

Uno de los principales objetivos de la inclusión de sedimentos dentro de la zona correspondiente al cauce del río era la de establecer cuales pudieran ser los efectos provocados por la erosión del flujo del agua a través de las pilas del puente, y debidas a los efectos de contracción/expansión. Para ello, HEC-RAS posee una herramienta que permite, a través de las ecuaciones de erosión referidas a una estructura, conocer el cálculo de la misma para la zona referida al puente.

Dicha opción se ve reflejada dentro del flujo Steady, en el apartado Hydraulic Design -Bridge Scour. El programa obtiene, a partir de los parámetros obtenidos a través de la simulación, los calados, velocidades y caudales referidos a la sección transversal del puente. A través de la entrada de ciertos parámetros tales como la forma de la pila, el ancho de este y la granulometría del terrenos, es capaz de mostrar visualmente la erosión potencial que se puede producir debido a los efectos comentados anteriormente. A continuación, se muestra los



resultados obtenidos para un periodo de retorno de 500 años.

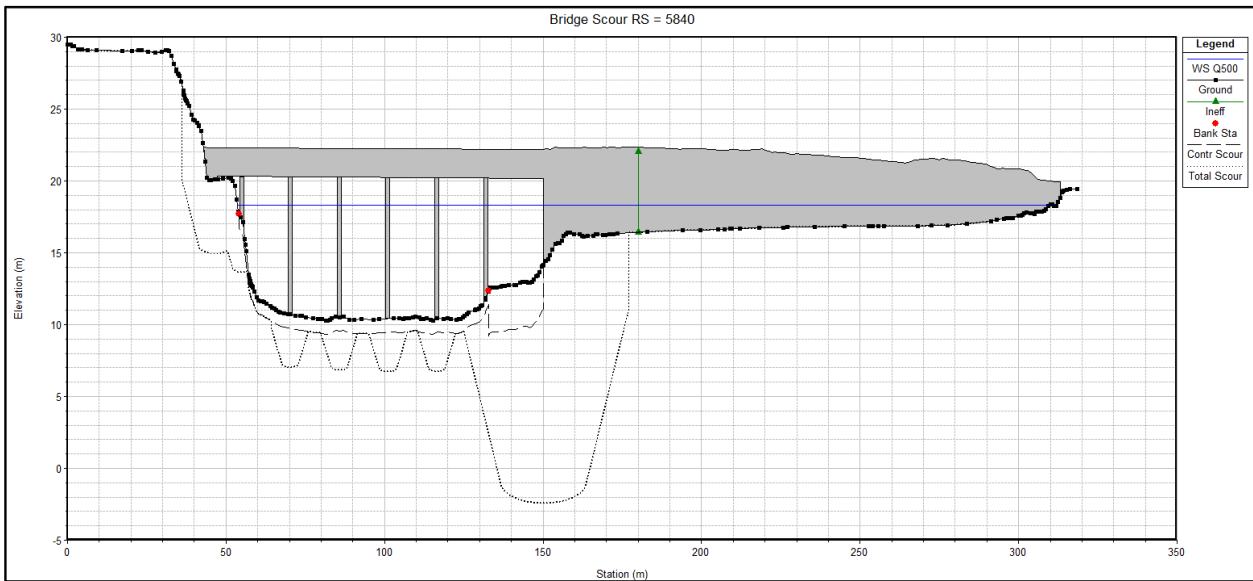


Figura 124. Erosión en pilas y estribos Q500

Como se puede apreciar a simple vista, sobre la imagen, los resultados obtenidos proveen una erosión en el estribo derecho del puente de más de 15 metros de profundidad. Así mismo, provee una erosión del lecho debajo de las pilas del puente de una calado aproximado de unos 3 metros de profundidad, y una erosión en el estribo izquierdo de 5 metros desde el nivel de superficie. La resolución dada por este modelo no hace sino suscitar dudas acerca de la validez de los resultados obtenidos. Si bien es cierto que el terreno posee una granulometría de material fino, en porcentajes considerables, la erosión de 15 metros en el lecho parece cuanto menos, inverosímil. Se han revisado los parámetros correspondientes a las ecuaciones que gobiernan el modelo, y no se ha encontrado fallo alguno en los valores obtenidos a partir de las simulaciones, así como se ha comprobado que las ecuaciones correspondientes a los cálculos poseyeran los coeficientes adecuados a la estructura del puente sobre el río Viar.

Son varias las conclusiones que se pueden tomar a partir de los resultados vistos: la no presencia de un lecho rocoso que subyace bajo el cauce puede afectar a la erosionabilidad del suelo, ampliando el alcance del fenómeno hasta niveles poco creíbles; los parámetros dentro de las ecuaciones de cálculo deben ser estipulados con un gran cuidado ya que la sensibilidad del modelo es alta ante errores y los resultados de las simulaciones poseen al mismo tiempo que los parámetros introducidos por el usuario, una gran influencia sobre el modelo, siendo la magnificación de la erosión mucho más pronunciada en periodos de retorno altos.

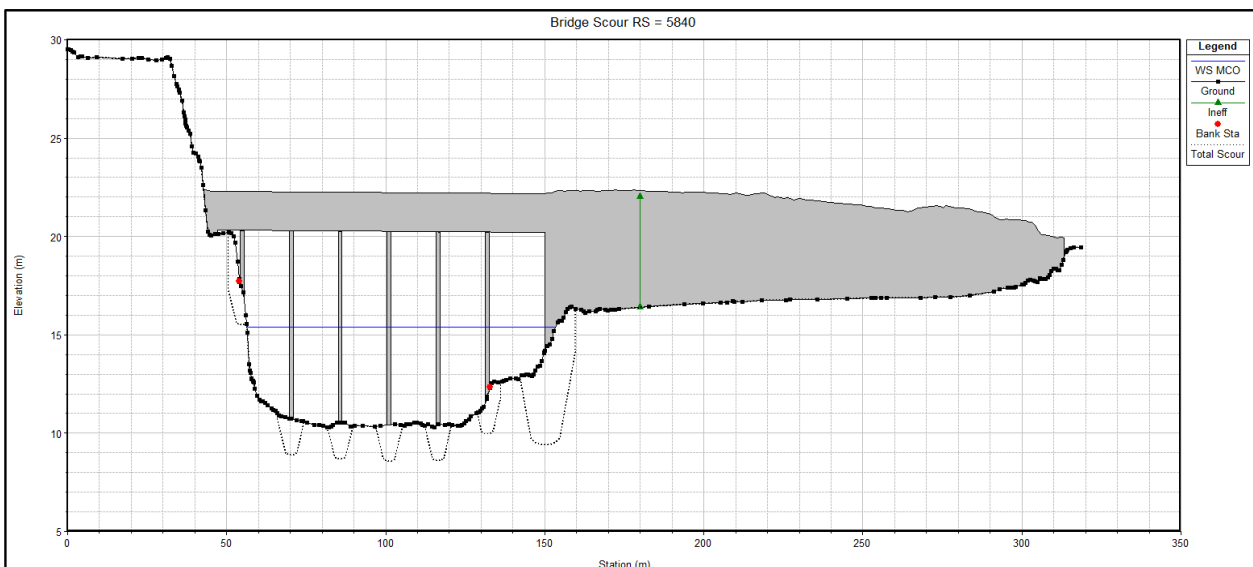


Figura 125. Erosión en pilas y estribos MCO

## 7 CONCLUSIONES

---

El objeto de este documento no era otro sino el de aportar un punto de vista diferente a la visión de los modelos hidráulicos que existen en el mercado laboral. Tal y como se dijo al inicio, es amplia la variedad ante la que se encuentra el ingeniero, y son muchos los interrogantes que surgen. Es normal que se establezcan cuestiones tales como: cuál es el mejor software o modelo para la resolución del estudio que uno está realizando, si el software de pago establece unas ventajas que el software gratuito no ofrece, si el modelo numérico utilizado por el software utilizado es suficiente para la precisión deseada, etc.

El estudio matemático y físico realizado aquí ha tenido un doble objetivo a lo largo de su desarrollo: por un lado, establecer una base científica en la que los resultados hablen por sí solos y establezcan, no con rotundidad, pero sí con espíritu crítico, respuestas al lector de este documento acerca de la preferencia ante un modelado u otro; por otro lado, un enfoque humano en el ámbito ingenieril, que establezca en la mente del lector la necesidad de cuestionar la realidad que se le plantea y aquello que resulte lógico, y estudiar siempre el amplio abanico de posibilidades que se le ofrecen.

Todo ello queda patente en los resultados obtenidos en este documento: las suposiciones sobre el modelo unidimensional establecían que este debería arrojar resultados, inequívocamente, erróneos o de mucha menor precisión que los modelos bidimensionales.

Sin embargo, los resultados arrojados ofrecen otra perspectiva sobre la que poder establecer una conclusión. La validez de los resultados y la elección de un modelado u otro deben estar dispuestos al espíritu crítico del realizador, y a los requerimientos que este necesite sobre el modelo. Un ejemplo claro de ello ha sido la casuística sobre Cantillana aquí propuesta.

Las conclusiones obtenidas se establecen en:

- La modelización unidimensional requiere, a priori, para el usuario inexperto, un mayor trabajo previo en la preparación del modelo y un mayor esfuerzo de aprendizaje y de discernimiento, para estimar cuál de las opciones que se plantean resulta la de mayor eficiencia. Sin embargo, los resultados obtenidos, son rápidos de obtener (apenas tardan segundos) y esto ofrece una ventaja en cuanto a coste computacional se refiere. Dentro de los resultados obtenidos a través de las comparativas, los resultados han resultado fiables y de una precisión media frente a los modelos expuestos.
- Asimismo, la modelización unidimensional con sedimentos proporciona una información del valor referidas a los procesos de erosión y sedimentación del cauce. Sin embargo, en los estudios comparativos realizados a través de los modelos bidimensionales y unidimensionales en régimen permanente, cabe destacar que la fiabilidad de los resultados obtenidos, en cuanto a cuestiones de

velocidad y cota de la lámina de agua, pueden resultar de una menor precisión que los resultados obtenidos a través de los otros modelos, e incluso pueden llegar a ser dispares.

- La modelización bidimensional requiere menor trabajo por parte del usuario, siendo una forma de trabajar más metódica, pero a la vez, establece dentro del marco del software hidrodinámico, una de las opciones más completas y cómodas de trabajo. La fiabilidad de sus resultados solo se ve mermada por el tiempo que conlleva la ejecución de una simulación (mayor coste computacional y al mismo tiempo, menor capacidad de realizar la modelización de las estructuras con precisión).
- Al mismo tiempo, cabe destacar que, aunque el modelado en Delft-3D no haya sido provechoso para el estudio aquí planteado, no deja de ser una opción viable para otro tipo de tipología fluvial, con terrenos con otras características y casuísticas distintas, que puedan permitir a un usuario experto modelar en este software sin mayor inconveniente.

La amplia variedad de opciones a las que se enfrenta un ingeniero no tiene que ser sino un reto de aprendizaje y reflexión, en la que establezca cuáles son sus objetivos y cuál es el nivel de eficiencia está dispuesto a alcanzar.

Ante la perspectiva que aquí se refiere, la conclusión dispuesta es la necesidad de establecer una serie de condicionantes previos, en los que se manifiesten los objetivos principales del estudio, y partiendo de esa base, a través de la propia casuística de la zona de estudio, ver si fuera posible la elección del modelo que más eficiencia y facilidades conlleven al usuario, siempre estableciendo todas las opciones que estén al alcance del usuario como una posibilidad más.

## 8 BIBLIOGRAFÍA

---

- [1] Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2011). *Guía Metodológica para el Desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables*. Madrid.
- [2] Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). *Sede electrónica – Agencia Estatal de Meteorología*. <https://sede.aemet.gob.es/>
- [3] España. Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la norma 5.2 . IC drenajes superficial de la Instrucción de Carreteras. *BOE*, 10 de marzo de 2016, núm. 60, p.18882-19023
- [4] Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras (1999). *Máximas lluvias diarias en la España peninsular*. Madrid.
- [5] Instituto Geográfico Nacional (IGN). *Centro de Descargas. Centro Nacional de Información Geográfica*. <http://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/index.jsp>
- [6] Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2011). *Mapa de Caudales Máximos. Memoria Técnica*. Madrid.
- [7] Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, O.A. *Descargas – IDE/Geoportal – CHGuadalquivir*. <https://idechg.chguadalquivir.es/nodo/descargas.html>
- [8] Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, O.A. *S.A.I.H. del Guadalquivir*. <https://www.chguadalquivir.es/saih/>
- [9] Empresa Metropolitana de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas de Sevilla, S.A. (EMASESA). *Embalse Melonares – Emasesa*. <https://www.emasesa.com/conocenos/nuestras-infraestructuras/captacion-y-tratamiento/embalses/embalse-melonares/>

- [10] Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana. *Geoportal SIOSE*. <https://www.siose.es/web/guest/inicio>
- [11] Instituto Geológico y Minero de España (IGME). *MapasIGME – Portal de Cartografía del IGME*. <http://info.igme.es/cartografiadigital/geologica/Magna50.aspx>
- [12] Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. *SNCZI – Inventario de Presas y Embalses*. <https://sig.mapama.gob.es/snczi/>
- [13] Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. *Áreas con riesgo potencial significativo de inundación (ARPSIs)*. <https://www.miteco.gob.es/es/cartografia-y-sig/ide/descargas/agua/ARPSIs.aspx>
- [14] Centro de Edafología y Biología aplicada del Cuarto (1976). *Cartografía y estudio de las características de los suelos de las zonas regables del Viar y Valle Inferior del Guadalquivir. Reconocimiento y Evaluación. Memoria*. Sevilla.
- [15] Sánchez San Román, F. Javier (2013). “Cálculos Estadísticos en Hidrología” en *Hidrología e Hidrogeología*. Salamanca: Universidad de Salamanca.
- [16] Departamento de Geología. Universidad de Salamanca (España). *Hidrología e Hidrogeología*. <https://hidrologia.usal.es/>
- [17] HEC-RAS River Analysis System. *User’s Manual*. Version 5.0. 2016.
- [18] HEC-RAS River Analysis System. *Hydraulic Reference Manual*. Version 5.0. 2016.
- [19] HEC-HMS. *HEC-HMS User’s Manual*. Version 4.6. 2020.
- [20] Deltares. *Delft3D-FLOW. User Manual*. Version 3.15. 2016
- [21] Zarzuelo Romero, Carmen. *Apuntes de la asignatura de Hidrología Superficial y Subterránea del Grado en Ingeniería Civil*. Universidad de Sevilla, 2018.
- [22] Ruiz Reina, Antonio. *Apuntes de Ingeniería Litoral y Fluvial del Grado de Ingeniería Civil*. Universidad de Sevilla, 2020.

## **9 ANEJOS**

---

## 9.1 Datos de la cuenca

### SUPERFICIE Y PERÍMETRO DE LA CUENCA

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Área	km <sup>2</sup>	102.54
Perímetro	km	35,041.51

### COTA INFERIOR Y SUPERIOR

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Cota superior de la cuenca del río Viar ( $h_{sup}$ )	m	441.701
Cota inferior de la cuenca del río Viar ( $h_{inf}$ )	m	7.11

### PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Pendiente media de la cuenca	Tanto por cien	8.94

### MAPA LLUVIAS DIARIAS EN LA ESPAÑA PENÍNSULAR

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Coficiente de variación	Adimensional	0.36
Valor medio P	mm	56
Tiempo de concentración	h	9.77
Factor reductor por el área de la cuenca	Adimensional	0.865941766

Periodo de retorno	Cuantil	$P_{Max}$
MCO	1.225	68.60
100	2.251	126.06
500	2.892	161.95

## LONGITUD DEL TRAMO DEL RÍO VIAR

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Longitud del río Viar	m	20,553.09

## COTA SUPERIOR E INFERIOR DEL CAUCE PRINCIPAL

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Cota superior del cauce	m	47.00
Cota inferior del cauce	m	7.00

## PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE

Parámetro	Unidades	Cuenca del río Viar
Pendiente media del cauce	Tanto por uno	0.0019



## 9.2. Datos de precipitación

Almadén de la Plata		
Año	Máxima Prec.	LOG10
2004	13.6	1.1335389
2005	21	1.3222193
2006	57.4	1.7589119
2007	43.2	1.6354837
2008	29.2	1.4653829
2009	48.4	1.6848454
2010	71.6	1.854913
2011	53.4	1.7275413
2012	98.6	1.9938769
2013	48.2	1.683047
2014	69	1.8388491
2015	68.8	1.8375884
2016	44	1.6434527
2017	29	1.462398
2018	150.6	2.177825

Cazalla de la Sierra		
Año	Máxima Prec.	LOG10
2004	66	1.8195439
2005	21.1	1.3242825
2006	43.2	1.6354837
2007	50.9	1.7067178
2008	24.6	1.3909351
2009	71.2	1.85248
2010	101.4	2.006038
2011	48.3	1.6839471
2012	54.3	1.7347998
2013	83.7	1.9227255
2014	74.1	1.8698182
2015	23.3	1.3673559
2016	57	1.7558749
2017	21.8	1.3384565
2018	156.8	2.1953461

Villanueva del Río y Minas		
Año	Máxima Prec.	LOG10
2004	48	1.6812412
2005	82	1.9138139
2006	42	1.6232493
2007	58	1.763428
2008	92	1.9637878
2009	56	1.748188
2010	88	1.9444827
2011	40	1.60206
2012	88	1.9444827
2013	31	1.4913617
2014	26	1.4149733
2015	30	1.4771213
2016	65	1.8129134
2017	30	1.4771213
2018	43	1.6334685

Alcalá del Río		
Año	Máxima Prec.	LOG10
2004	45	1.6532125
2005	49	1.6901961
2006	44	1.6434527
2007	39	1.5910646
2008	89	1.94939
2009	55	1.7403627
2010	54	1.7323938
2011	63	1.7993405
2012	44	1.6434527
2013	45	1.6532125
2014	67.5	1.8293038
2015	55	1.7403627
2016	50	1.69897
2017	54.5	1.7363965
2018	35	1.544068

### 9.3. Distribuciones

#### 9.3.1. Almadén de la Plata

NORMAL				
TR	P	w	Kt=Z	P1
5	0.2	1.79412258	0.84120612	85.0529885
10	0.1	2.14596603	1.28145412	100.048625
25	0.04	2.53727248	1.75078171	116.034763
50	0.02	2.79714962	2.05388333	126.358948
100	0.01	3.03485426	2.3264722	135.643814
200	0.005	3.25524726	2.57591687	144.140346
500	0.002	3.52550935	2.8781808	154.435997

GUMBEL	
Kt	P1
0.71945742	80.9060093
1.30456321	100.835762
2.04384594	126.017056
2.5922881	144.697979
3.13668064	163.240965
3.67908679	181.716291
4.39468871	206.090975

Pearson III		
Kt (Normal)	Kt (Pearson)	P1
0.84120612	0.85205112	80.2253533
1.28145412	1.24496842	101.657725
1.75078171	1.64400926	129.292012
2.05388333	1.89107718	150.048207
2.3264722	2.10627623	170.824302
2.57591687	2.29748641	191.686034
2.8781808	2.52197654	219.452658

SQRT-ET max.		
Lado izquierdo	Lado derecho	P1
0.8	0.799912346	76.0034064
0.9	0.899552344	97.3178638
0.96	0.959710688	127.599483
0.98	0.979241403	151.359553
0.99	0.989848632	178.808002
0.995	0.994739524	205.746089
0.998	0.997471782	237.732067

$\alpha$	26.5578707
$u$	41.070797

$\beta$	44.8493465
$\lambda$	0.03907827
$v$	89.698693

## 9.3.2. Cazalla de la Sierra

NORMAL				
TR	P	w	Kt=Z	P1
5	0.2	1.79412258	0.84120612	90.1114859
10	0.1	2.14596603	1.28145412	105.950679
25	0.04	2.53727248	1.75078171	122.836094
50	0.02	2.79714962	2.05388333	133.74105
100	0.01	3.03485426	2.3264722	143.548222
200	0.005	3.25524726	2.57591687	152.522714
500	0.002	3.52550935	2.8781808	163.397531

GUMBEL	
Kt	P1
0.71945742	85.7312246
1.30456321	106.782095
2.04384594	133.379926
2.5922881	153.111716
3.13668064	172.69781
3.67908679	192.212437
4.39468871	217.958282

$\alpha$	46.6622546
u	32.9132133

Pearson III		
Kt (Normal)	Kt (Pearson)	P1
0.84120612	0.84441831	84.3060003
1.28145412	1.27370073	108.93351
1.75078171	1.72642795	142.739183
2.05388333	2.0161285	169.689849
2.3264722	2.27487636	198.035571
2.57591687	2.51017555	227.903423
2.8781808	2.79341011	269.890144

$\beta$	814.366768
$\lambda$	0.0090856
v	1628.73354

SQRT-ET max.		
Lado izquierdo	Lado derecho	P1
0.8	0.800	80.57
0.9	0.900	103.19
0.96	0.959	134.60
0.98	0.979	160.42
0.99	0.990	188.51
0.995	0.995	217.90
0.998	0.998	257.13

9.3.3. Villanueva del Río y Minas

NORMAL				
TR	P	w	Kt=Z	P1
5	0.2	1.79412258	0.84120612	74.2479327
10	0.1	2.14596603	1.28145412	84.5307431
25	0.04	2.53727248	1.75078171	95.4927614
50	0.02	2.79714962	2.05388333	102.572263
100	0.01	3.03485426	2.3264722	108.939083
200	0.005	3.25524726	2.57591687	114.765327
500	0.002	3.52550935	2.8781808	121.825263

GUMBEL	
Kt	P1
0.71945742	71.4042653
1.30456321	85.0704989
2.04384594	102.337821
2.5922881	115.147707
3.13668064	127.863007
3.67908679	140.531911
4.39468871	157.246124

Pearson III		
Kt (Normal)	Kt (Pearson)	P1
0.84120612	0.8387679	72.0594836
1.28145412	1.28648022	87.5302466
1.75078171	1.76722143	107.859029
2.05388333	2.07959585	123.535046
2.3264722	2.36180218	139.647201
2.57591687	2.62111062	156.298313
2.8781808	2.93669106	179.263894

SQRT-ET max.		
Lado izquierdo	Lado derecho	P1
0.8	0.80	68.61
0.9	0.90	83.17
0.96	0.96	103.38
0.98	0.98	118.99
0.99	0.99	137.88
0.995	0.995	156.01
0.998	0.999	189.20

$\alpha$	42.5714453
u	30.0277617

$\beta$	1730.05671
$\lambda$	0.00453584
v	3460.11342

## 9.3.4. Alcalá del Río

NORMAL				
TR	P	w	Kt=Z	P1
5	0.2	1.79412258	0.84120612	63.7283381
10	0.1	2.14596603	1.28145412	69.5523906
25	0.04	2.53727248	1.75078171	75.7611377
50	0.02	2.79714962	2.05388333	79.7708771
100	0.01	3.03485426	2.3264722	83.3769625
200	0.005	3.25524726	2.57591687	86.6768726
500	0.002	3.52550935	2.8781808	90.6755301

GUMBEL	
Kt	P1
0.71945742	62.1177212
1.30456321	69.8581014
2.04384594	79.6380921
2.5922881	86.893448
3.13668064	94.0952314
3.67908679	101.270737
4.39468871	110.737454

Pearson III		
Kt (Normal)	Kt (Pearson)	P1
0.84120612	0.78200537	61.3616014
1.28145412	1.33176466	69.6441989
1.75078171	1.97919121	80.842945
2.05388333	2.43245026	89.7383745
2.3264722	2.86449153	99.1270124
2.57591687	3.28066981	109.098601
2.8781808	3.81235536	123.310388

SQRT-ET max.		
Lado izquierdo	Lado derecho	P1
0.8	0.799920484	59.7429148
0.9	0.899935306	67.5542611
0.96	0.959459144	77.9141411
0.98	0.97972259	86.1578979
0.99	0.989848931	94.7124277
0.995	0.994488898	102.551407
0.998	0.998661683	121.79503

$\alpha$	41.0120517
u	28.9278437

$\beta$	7.06649152
$\lambda$	0.03762664
v	14.132983

## 9.4. Cálculo de los hietogramas

MCO							
N	$\Delta T$ (H)	Fa	It,d	Volumen Acumulado	Incremento	Ordenado	Precipitación Acumulada
1	0.25	18.48	47.24	11.81	11.81	0.425	0.43
2	0.50	13.06	33.39	16.69	4.88	0.447	0.87
3	0.75	10.54	26.94	20.21	3.51	0.470	1.34
4	1.00	9.00	23.01	23.01	2.81	0.496	1.84
5	1.25	7.94	20.30	25.38	2.36	0.525	2.36
6	1.50	7.15	18.29	27.43	2.05	0.558	2.92
7	1.75	6.54	16.71	29.25	1.82	0.595	3.52
8	2.00	6.04	15.45	30.89	1.64	0.637	4.15
9	2.25	5.63	14.39	32.38	1.49	0.686	4.84
10	2.50	5.28	13.50	33.76	1.37	0.742	5.58
11	2.75	4.98	12.74	35.03	1.27	0.809	6.39
12	3.00	4.72	12.07	36.22	1.19	0.889	7.28
13	3.25	4.49	11.49	37.33	1.11	0.987	8.27
14	3.50	4.29	10.96	38.37	1.04	1.111	9.38
15	3.75	4.10	10.50	39.36	0.99	1.272	10.65
16	4.00	3.94	10.07	40.29	0.94	1.494	12.14
17	4.25	3.79	9.69	41.18	0.89	1.821	13.96
18	4.50	3.65	9.34	42.03	0.85	2.364	16.33
19	4.75	3.53	9.02	42.84	0.81	3.512	19.84
20	5.00	3.41	8.72	43.61	0.77	11.811	31.65
21	5.25	3.30	8.45	44.35	0.74	4.883	36.53
22	5.50	3.20	8.19	45.07	0.71	2.808	39.34
23	5.75	3.11	7.96	45.75	0.69	2.053	41.39

---

24	6.00	3.03	7.74	46.41	0.66	1.640	43.03
25	6.25	2.94	7.53	47.05	0.64	1.374	44.41
26	6.50	2.87	7.33	47.67	0.62	1.186	45.59
27	6.75	2.80	7.15	48.26	0.60	1.045	46.64
28	7.00	2.73	6.98	48.84	0.58	0.935	47.57
29	7.25	2.66	6.81	49.39	0.56	0.847	48.42
30	7.50	2.60	6.66	49.94	0.54	0.774	49.19
31	7.75	2.55	6.51	50.46	0.53	0.713	49.91
32	8.00	2.49	6.37	50.97	0.51	0.660	50.57
33	8.25	2.44	6.24	51.47	0.50	0.615	51.18
34	8.50	2.39	6.11	51.95	0.48	0.576	51.76
35	8.75	2.34	5.99	52.42	0.47	0.541	52.30
36	9.00	2.30	5.88	52.88	0.46	0.510	52.81
37	9.25	2.25	5.76	53.33	0.45	0.483	53.29
38	9.50	2.21	5.66	53.76	0.44	0.458	53.75
39	9.75	2.17	5.56	54.19	0.43	0.436	54.19

## 100 AÑOS

N	$\Delta T$ (H)	Fa	It,d	Volumen Acumulado	Incremento	Ordenado	Precipitación Acumulada
1	0.25	18.48	84.27	21.07	21.07	0.758	0.76
2	0.50	13.06	59.56	29.78	8.71	0.797	1.55
3	0.75	10.54	48.06	36.04	6.27	0.839	2.39
4	1.00	9.00	41.05	41.05	5.01	0.885	3.28
5	1.25	7.94	36.21	45.27	4.22	0.937	4.22
6	1.50	7.15	32.62	48.93	3.66	0.996	5.21
7	1.75	6.54	29.82	52.18	3.25	1.061	6.27
8	2.00	6.04	27.55	55.10	2.93	1.137	7.41
9	2.25	5.63	25.67	57.77	2.66	1.223	8.63
10	2.50	5.28	24.09	60.22	2.45	1.324	9.96
11	2.75	4.98	22.72	62.49	2.27	1.442	11.40
12	3.00	4.72	21.53	64.60	2.12	1.585	12.98
13	3.25	4.49	20.49	66.58	1.98	1.760	14.74
14	3.50	4.29	19.56	68.45	1.86	1.981	16.73
15	3.75	4.10	18.72	70.21	1.76	2.270	19.00
16	4.00	3.94	17.97	71.88	1.67	2.665	21.66
17	4.25	3.79	17.29	73.46	1.59	3.248	24.91
18	4.50	3.65	16.66	74.97	1.51	4.216	29.12
19	4.75	3.53	16.09	76.41	1.44	6.265	35.39
20	5.00	3.41	15.56	77.79	1.38	21.069	56.46
21	5.25	3.30	15.07	79.12	1.32	8.709	65.17
22	5.50	3.20	14.62	80.39	1.27	5.009	70.18
23	5.75	3.11	14.19	81.61	1.22	3.662	73.84
24	6.00	3.03	13.80	82.79	1.18	2.925	76.76
25	6.25	2.94	13.43	83.93	1.14	2.450	79.21
26	6.50	2.87	13.08	85.03	1.10	2.115	81.33



---

27	6.75	2.80	12.75	86.09	1.06	1.864	83.19
28	7.00	2.73	12.44	87.11	1.03	1.668	84.86
29	7.25	2.66	12.15	88.11	1.00	1.510	86.37
30	7.50	2.60	11.88	89.08	0.97	1.380	87.75
31	7.75	2.55	11.61	90.01	0.94	1.271	89.02
32	8.00	2.49	11.37	90.92	0.91	1.178	90.20
33	8.25	2.44	11.13	91.81	0.89	1.098	91.30
34	8.50	2.39	10.90	92.67	0.86	1.028	92.33
35	8.75	2.34	10.69	93.51	0.84	0.966	93.29
36	9.00	2.30	10.48	94.33	0.82	0.911	94.20
37	9.25	2.25	10.28	95.12	0.80	0.861	95.06
38	9.50	2.21	10.09	95.90	0.78	0.817	95.88
39	9.75	2.17	9.91	96.66	0.76	0.777	96.66

## 500 AÑOS

N	$\Delta T$ (H)	Fa	It,d	Volumen Acumulado	Incremento	Ordenado	Precipitación Acumulada
1	0.25	18.48	111.00	27.75	27.75	1.02	1.02
2	0.50	13.06	78.44	39.22	11.47	1.08	2.10
3	0.75	10.54	63.30	47.47	8.25	1.13	3.23
4	1.00	9.00	54.07	54.07	6.60	1.20	4.43
5	1.25	7.94	47.70	59.62	5.55	1.27	5.71
6	1.50	7.15	42.96	64.45	4.82	1.35	7.06
7	1.75	6.54	39.27	68.72	4.28	1.45	8.50
8	2.00	6.04	36.29	72.58	3.85	1.55	10.06
9	2.25	5.63	33.82	76.09	3.51	1.67	11.73
10	2.50	5.28	31.73	79.31	3.23	1.82	13.55
11	2.75	4.98	29.93	82.30	2.99	1.99	15.54
12	3.00	4.72	28.36	85.09	2.79	2.20	17.73
13	3.25	4.49	26.98	87.70	2.61	2.46	20.19
14	3.50	4.29	25.76	90.15	2.46	2.79	22.98
15	3.75	4.10	24.66	92.47	2.32	3.23	26.20
16	4.00	3.94	23.67	94.67	2.20	3.85	30.06
17	4.25	3.79	22.77	96.76	2.09	4.82	34.88
18	4.50	3.65	21.94	98.75	1.99	6.60	41.48
19	4.75	3.53	21.19	100.64	1.90	11.47	52.95
20	5.00	3.41	20.49	102.46	1.82	27.75	80.70
21	5.25	3.30	19.85	104.21	1.74	8.25	88.95
22	5.50	3.20	19.25	105.88	1.67	5.55	94.50
23	5.75	3.11	18.69	107.49	1.61	4.28	98.78
24	6.00	3.03	18.17	109.04	1.55	3.51	102.29
25	6.25	2.94	17.69	110.54	1.50	2.99	105.28
26	6.50	2.87	17.23	111.99	1.45	2.61	107.89

---

27	6.75	2.80	16.80	113.38	1.40	2.32	110.21
28	7.00	2.73	16.39	114.74	1.35	2.09	112.29
29	7.25	2.66	16.01	116.05	1.31	1.90	114.19
30	7.50	2.60	15.64	117.32	1.27	1.74	115.94
31	7.75	2.55	15.30	118.55	1.23	1.61	117.55
32	8.00	2.49	14.97	119.75	1.20	1.50	119.04
33	8.25	2.44	14.66	120.92	1.17	1.40	120.44
34	8.50	2.39	14.36	122.05	1.13	1.31	121.75
35	8.75	2.34	14.08	123.16	1.10	1.23	122.99
36	9.00	2.30	13.80	124.24	1.08	1.17	124.15
37	9.25	2.25	13.54	125.28	1.05	1.10	125.26
38	9.50	2.21	13.30	126.31	1.02	1.05	126.31
39	9.75	2.17	13.06	127.31	1.00	1.00	127.31

## 9.5. Precipitación efectiva

MCO				
Duración	Precipitación efectiva acumulada	Precipitación efectiva incrementada	Fa Acumulada	Fa Incrementada
0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
2.75	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.25	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.25	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.00	0.00	0.00	0.00
4.75	0.08	0.08	2.53	2.53
5.00	2.07	1.99	12.35	9.82
5.25	3.53	1.47	15.77	3.42
5.50	4.52	0.98	17.60	1.83
5.75	5.29	0.78	18.87	1.28

---

6.00	5.95	0.65	19.86	0.99
6.25	6.52	0.57	20.66	0.80
6.50	7.03	0.51	21.34	0.68
6.75	7.48	0.46	21.92	0.59
7.00	7.90	0.42	22.44	0.52
7.25	8.29	0.39	22.90	0.46
7.50	8.65	0.36	23.31	0.41
7.75	8.99	0.34	23.69	0.38
8.00	9.30	0.32	24.04	0.35
8.25	9.60	0.30	24.35	0.32
8.50	9.88	0.28	24.65	0.29
8.75	10.15	0.27	24.92	0.27
9.00	10.40	0.25	25.18	0.26
9.25	10.64	0.24	25.42	0.24
9.50	10.87	0.23	25.65	0.23
9.75	11.10	0.22	25.86	0.21

Q100				
Duración	Precipitación efectiva acumulada	Precipitación efectiva incrementada	Fa Acumulada	Fa Incrementada
0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
2.75	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.25	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.04	0.04	1.73	1.73
4.00	0.22	0.18	4.21	2.48
4.25	0.63	0.41	7.05	2.84
4.50	1.44	0.81	10.45	3.40
4.75	3.16	1.72	15.00	4.55
5.00	12.28	9.11	26.95	11.96
5.25	17.14	4.86	30.80	3.84
5.50	20.16	3.02	32.79	1.99
5.75	22.45	2.29	34.16	1.37
6.00	24.33	1.88	35.20	1.04
6.25	25.94	1.61	36.05	0.84
6.50	27.35	1.41	36.75	0.71

---

6.75	28.61	1.26	37.36	0.61
7.00	29.75	1.14	37.89	0.53
7.25	30.79	1.04	38.36	0.47
7.50	31.75	0.96	38.78	0.42
7.75	32.64	0.89	39.16	0.38
8.00	33.47	0.83	39.51	0.35
8.25	34.24	0.78	39.83	0.32
8.50	34.98	0.73	40.12	0.30
8.75	35.67	0.69	40.39	0.27
9.00	36.32	0.66	40.65	0.26
9.25	36.95	0.62	40.89	0.24
9.50	37.54	0.59	41.11	0.22
9.75	38.10	0.57	41.32	0.21

<b>Q500</b>				
<b>Duración</b>	<b>Precipitación efectiva acumulada</b>	<b>Precipitación efectiva incrementada</b>	<b>Fa Acumulada</b>	<b>Fa Incrementada</b>
0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
2.75	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.50	0.50
3.25	0.10	0.10	2.86	2.36
3.50	0.36	0.26	5.39	2.52
3.75	0.85	0.49	8.13	2.74
4.00	1.66	0.82	11.16	3.04
4.25	3.00	1.34	14.65	3.48
4.50	5.33	2.32	18.92	4.27
4.75	10.47	5.14	25.25	6.33
5.00	26.92	16.45	36.54	11.29
5.25	32.58	5.66	39.14	2.59
5.50	36.54	3.96	40.73	1.60
5.75	39.66	3.12	41.89	1.16
6.00	42.26	2.60	42.80	0.91
6.25	44.51	2.25	43.54	0.74
6.50	46.49	1.98	44.17	0.63



---

6.75	48.26	1.78	44.71	0.54
7.00	49.87	1.61	45.19	0.48
7.25	51.35	1.47	45.62	0.42
7.50	52.71	1.36	46.00	0.38
7.75	53.97	1.26	46.35	0.35
8.00	55.15	1.18	46.66	0.32
8.25	56.26	1.11	46.95	0.29
8.50	57.30	1.04	47.22	0.27
8.75	58.29	0.98	47.47	0.25
9.00	59.22	0.93	47.71	0.23
9.25	60.10	0.89	47.93	0.22
9.50	60.95	0.84	48.13	0.21
9.75	61.75	0.81	48.33	0.19