



PROYECTO BÁSICO DE PUENTE SOBRE LA RAMBLA DE ALCALÁ EN BENICARLÓ (CASTELLÓN). SOLUCIÓN A.

ANEJO Nº 2.

ESTUDIO HIDRÁULICO: COMPROBACIÓN DE ENCAUZAMIENTO E INTERACCIÓN CON LA ESTRUCTURA

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Autor: Anibal Franco Quevedo Porrino

Tutor: Salvador Monleón Cremades

Cotutor: Francisco Vallés Morán



ÍNDICE

1. OBJETO	2	6. RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	10
2. INTRODUCCIÓN	2	6.1. Escenarios a analizar	10
3. HERRAMIENTA PARA EL MODELO HIDRÁULICO	2	6.2. Análisis detallado de casos	11
4. INFORMACIÓN PREEXISTENTE Y CONDICIONES DE CONTORNO ADOPTADAS	2	6.2.1. Caso 1	11
4.1. Antecedentes y documentación aportada	2	6.2.2. Caso 2	13
4.2. Descripción y ubicación del emplazamiento de la obra	2	6.2.3. Caso 3	15
4.3. Visitas de campo.....	3	6.2.4. Caso 4	17
4.4. Características de la estructura a analizar	6	6.2.5. Caso 5	19
4.5. Características del encauzamiento y condiciones de contorno.....	6	6.2.6. Caso 6	21
4.5.1. Geometría.....	6	6.2.7. Caso 7	23
4.5.2. Hidrología	7	6.2.8. Caso 8	25
4.5.3. Revestimientos	7	6.2.9. Caso 9	27
4.5.4. Condiciones de contorno.....	8	6.3. Análisis general de resultados	29
5. ESCENARIOS A TENER EN CUENTA PARA COMPROBACIÓN	9	6.4. Resumen de resultados	31
5.1. Tensiones críticas.	9	7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	31
5.1.1. Escollera vertida y material granular.....	9	8. REFERENCIAS	31
5.1.2. Escollera recibada.....	9	APÉNDICE 1. ESTUDIO HIDROLOGICO DEL ANTEPROYECTO DE ENCAUZAMIENTO DE LA RAMBLA DE ALCALÁ EN ZONA URBANA, BENICARLÓ	
5.2. Capacidad hidráulica.....	9	APÉNDICE 2. TABLAS DE RESULTADOS DEL MODELO HIDRÁULICO	
		APÉNDICE 3. PLANOS	

1. OBJETO

El encauzamiento a estudiar tiene como finalidad permitir el paso de avenidas bajo el puente que da continuidad a la Avenida del Papa Luna sobre la Rambla de Alcalá, sin introducir efectos negativos sobre las cimentaciones o superestructura del puente. El objeto de este estudio es comprobar el funcionamiento hidráulico del encauzamiento propuesto en el tramo final del cono aluvial de la Rambla de Alcalá entre el PK 0+000 (desembocadura) y el PK 0+250, así como verificar la ausencia de afecciones al estribo del puente proyectado entre el PK 0+140 y PK 0+160, y comprobar el cumplimiento de resguardos mínimos bajo el tablero del puente.

2. INTRODUCCIÓN

El estudio hidráulico se realiza sobre la Rambla de Alcalá ubicada en Benicarló (Castellón), enfocándose concretamente en la extensión abarcada por el puente que la Conselleria d'Infraestructures i Transport de la Generalitat Valenciana adjudicó para dar continuidad a la Avenida del Papa Luna, en el tramo final del cono aluvial de la rambla. Se propone para esta obra una solución que mantenga operativa la avenida, carril bici y aceras, y que asegure el correcto desagüe del cauce al mar.

Con la herramienta informática HEC-RAS (versión 5.0.) se realiza un modelo hidráulico del encauzamiento para estudiar el tramo comprendido entre el PK 0+000, correspondiente a la desembocadura, y el PK 0+250.

Las comprobaciones hidráulicas a realizar se verifican con el cumplimiento de las condiciones de la *Norma 5.2 IC "Drenaje Superficial" de la Instrucción de carreteras*, aprobada en 2016. Esta indica que para el análisis de la interacción entre el cauce y la estructura proyectada se consideran avenidas correspondientes a periodo de retorno 100 años para la evaluación de la capacidad hidráulica de la obra, y de 500 años para la comprobación de cimentaciones frente a socavación de estribos. Además, se verificará el cumplimiento de los resguardos mínimos bajo la estructura, indicados posteriormente.

3. HERRAMIENTA PARA EL MODELO HIDRÁULICO

Como se menciona anteriormente, el modelo hidráulico se realiza con la herramienta informática HEC-RAS (versión 5.0), desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros del Departamento de Defensa de Estados Unidos. La herramienta informática permite a los usuarios modelizar flujos estacionarios unidimensionales y para el caso de flujo variable permite tanto régimen estacionario como transitorio, transporte de sedimentos, temperaturas y calidad del agua.

Para el caso del encauzamiento a analizar se considera que constituye una herramienta adecuada, al permitir elaborar un modelo de flujo estacionario en lámina libre. El programa trabaja resolviendo la ecuación de energía unidimensional, basada en el teorema de Bernoulli generalizado, entre secciones consecutivas. Por lo tanto, será necesario introducir una cantidad suficiente de secciones que permita realizar un cálculo acertado y obtener un resultado razonable, similar a la realidad. Esta herramienta permite además simular la presencia de obras hidráulicas en el cauce, modelizando la interacción entre la obra introducida y el caudal actuante.

El método empleado por el programa para el cálculo de los modelos hidráulicos introducidos ocasiona que tenga un alcance limitado en cuanto cambian las condiciones de régimen estacionario uniforme. En el caso de que se produzca una situación inestable en la zona de estudio, como sería un resalto hidráulico, las tensiones deberán ser calculadas por procedimientos adicionales externos al programa.

La herramienta calcula las tensiones a partir de la pendiente motriz, en el caso de un resalto hidráulico, y considera pérdidas muy importantes entre dos secciones consecutivas, en lugar de repartirlas a lo largo de la longitud real de este, por lo que los valores proporcionados resultarían incorrectos.

4. INFORMACIÓN PREEXISTENTE Y CONDICIONES DE CONTORNO ADOPTADAS

4.1. Antecedentes y documentación aportada

Se listan a continuación los trabajos proporcionados, los cuales han servido como base para el presente estudio, obteniendo información relevante para analizar y asignar las condiciones de contorno que se encuentran en el emplazamiento.

Antecedente 1

Estudio geotécnico adjuntado como apéndice nº 2 al anejo nº 3, *Informe geotécnico*, del presente proyecto.

Antecedente 2

Estudio hidrológico del Anteproyecto de Encauzamiento de la Rambla de Alcalá en zona urbana, Benicarló (Castellón). El autor del mismo es CONSOMAR S.A. Se adjunta en el apéndice nº 1.

Antecedente 3

Prediseño hidráulico mediante modelación matemática, del encauzamiento de La Rambla de Alcalá en su tramo final y desembocadura (definido como obra de emergencia), en el t.m. de Benicarló (Castellón). Sus autores son Francisco J. Vallés Morán y Juan Fco. Fernández Bono.

4.2. Descripción y ubicación del emplazamiento de la obra

El encauzamiento se sitúa en la Rambla de Alcalá, la cual tiene unos 25 km de longitud, entre la población de Alcalá de Xivert, en la zona sur, y Benicarló en la zona norte. Está formado por una franja central de relieve semiondulado o llano. La cobertura vegetal se caracteriza por presencia de cultivos leñosos e intercalaciones de pinares y matorrales.

La zona a analizar entre PK 0+000 y PK 0+250 corresponde con la Desembocadura del Barranquet y es la parte más baja de la Rambla de Alcalá, donde vierte sus aguas al mar Mediterráneo. Se sitúa al sur del casco urbano principal de Benicarló y cerca del límite con Peñíscola.

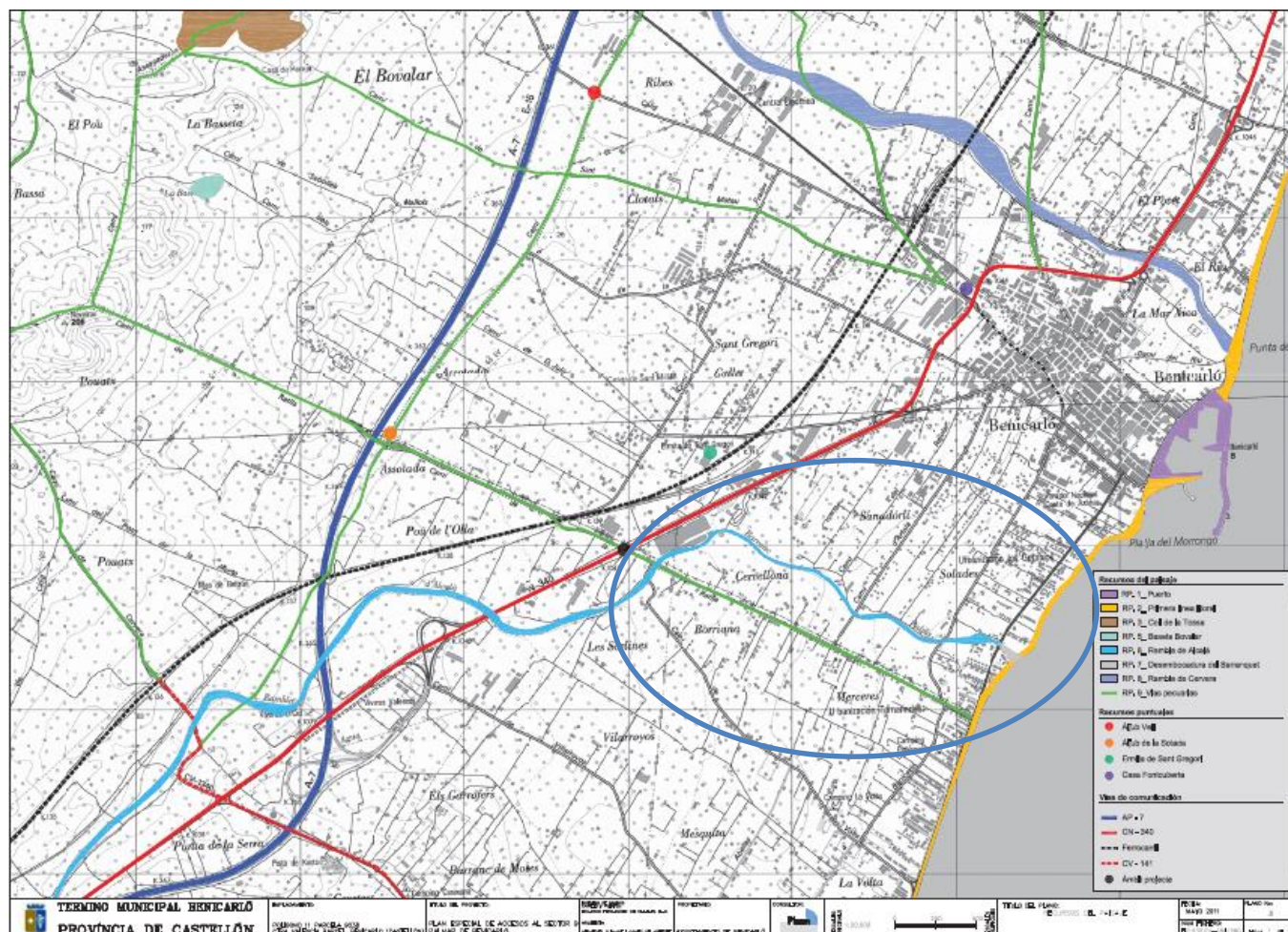


Figura 1. Emplazamiento Rambla de Alcalá. Fuente: ayuntamientodebenicarló.org

En esta zona aparece flora propia de acantilados y zonas costeras, predominando las especies libonio (*Limonium*), sosa grosa (*Arthrocnemum macrostachyum*), oruga marítima (*Cakile marítima*), juncos (*Juncus acutus*), entre otras. Se observa también que existe una zona de agua estancada, en la que se pueden encontrar fauna interesante como algunos patos, aves y algunos peces como el fartet (*Lebias ibera*).

4.3. Visitas de campo

Se efectuó una visita de campo a la Desembocadura del Barranquet, para identificar y conocer el terreno en el que se realiza la obra, tener una primera idea de las rugosidades de los materiales en el encauzamiento y obtener la mayor información posible del estado del lecho de la Rambla de Alcalá para escoger los parámetros a utilizar en el modelo hidráulico.

La fecha exacta de la visita es el 19 de enero de 2016.

En primer lugar se visitó el puente, recorriendo su tablero, como puede observarse en las figuras 2 y 3, con el objetivo de observar y conocer su ubicación con respecto al cauce, la forma del encauzamiento y valorar posibles problemas que podría ocasionar el caudal sobre la estructura proyectada.



Figura 2. Vista superior del encauzamiento aguas arriba desde el puente. Fotografía propia.



Figura 3. Vista superior del encauzamiento aguas abajo desde el puente. Fotografía propia.

Además, se recorrieron las zonas donde era posible el acceso al encauzamiento, permitiendo detallar lo más cerca posible las condiciones de la subestructura con respecto al cauce. Se pueden observar en las figuras 4, 5 y 6 las situaciones encontradas bajo el puente.



Figura 4. Estribos del puente situación actual. Fotografía propia.



Figura 6. Situación encauzamiento bajo puente. Fotografía propia.



Figura 5. Estribos del puente situación actual. Fotografía propia.

En la figura 7 se encuentra el encauzamiento visto desde aguas abajo del puente, donde se puede observar parte de la fauna mencionada. En la figura 8 pueden observarse las especies de flora predominante indicadas anteriormente, dando una primera idea de los parámetros hidrodinámicos a escoger para la modelización del encauzamiento en la herramienta informática.

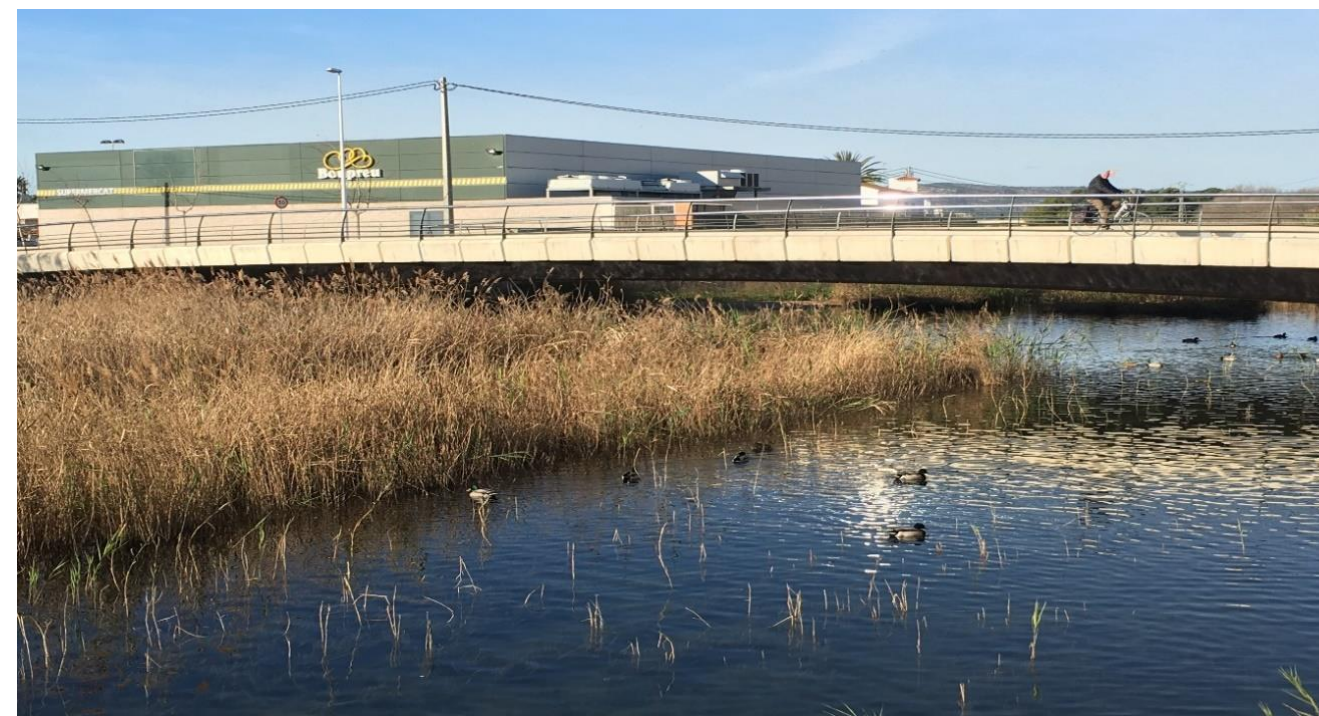


Figura 7. Vista del encauzamiento aguas abajo del puente. Fotografía propia.



Figura 8. Barrera litoral aguas abajo del puente. Fotografía propia.

Puede observarse en las figuras 8 y 9 estancamiento de agua en el encauzamiento, debido a la barra litoral ubicada aguas abajo del puente.



Figura 9. Barrera litoral aguas abajo del puente. Fotografía propia.

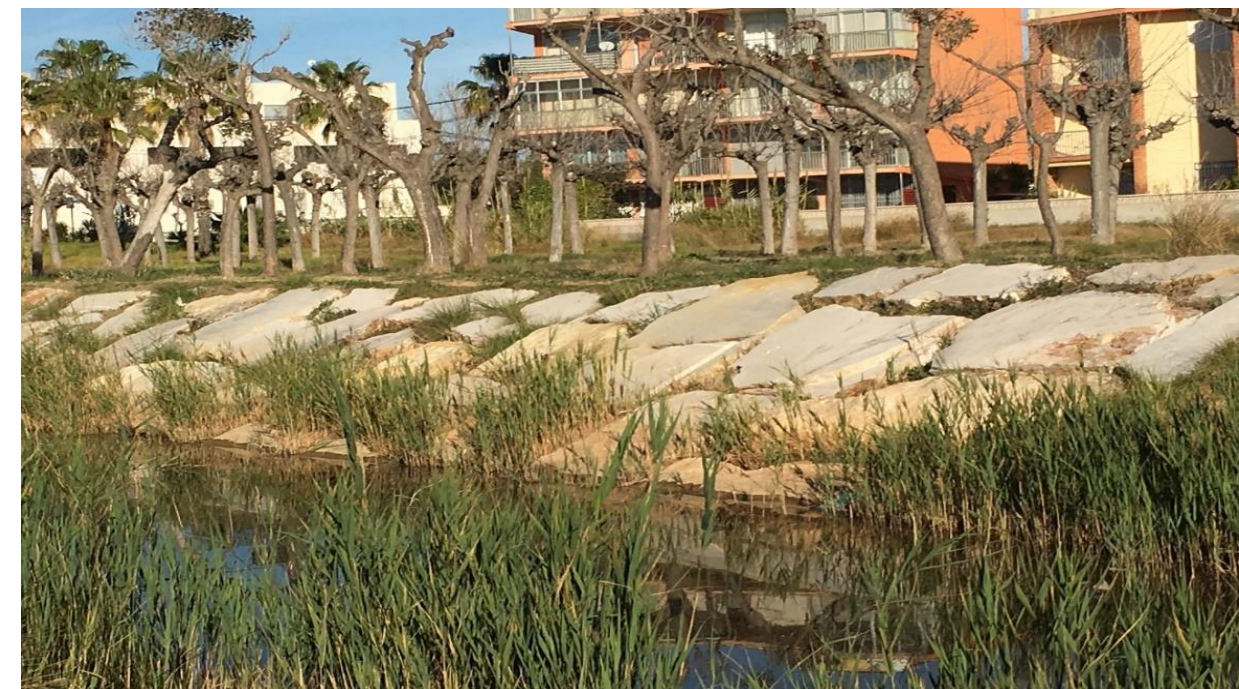


Figura 10. Revestimiento encachado en zona de margen izquierda cercana al mar. Fotografía propia.

En la visita se pudieron observar los materiales encontrados en el tramo posterior al puente, como el revestimiento encachado utilizado en el talud para proteger de la erosión, reproducido en la figura 10, y el material granular existente en el cauce en la figura 11.



Figura 11. Material natural existente en el cauce. Fotografía propia.

4.4. Características de la estructura a analizar

La estructura proyectada es un puente de un solo vano de 40 m de luz. Las condiciones exigidas establecen que debe ser un puente recto que dé continuidad a la Avenida del Papa Luna, al carril bici y a las aceras, además de no apoyarse en el encauzamiento. En lo que respecta a cálculos hidráulicos, el puente no afectará las condiciones hidrodinámicas, siempre y cuando cumpla los resguardos mínimos en el tablero y en el estribo, asignados por la Norma 5.2 IC.

Se introduce la geometría de la estructura en el modelo hidráulico para estudiar el comportamiento del fluido en caso de contacto con el tablero de la misma.

Para esto será necesario incluir la superficie representativa de una sección longitudinal de la estructura proyectada, que pueda influir en el comportamiento hidrodinámico del encauzamiento. Por tanto, se representan las vigas de piso al tener un descuelgue del tablero, delimitando entonces la cota más baja de este, así como la superficie de la calzada, que demarca la cota más alta del tablero.

El trazado en alzado del tablero es curvo, así que se realizará una aproximación con poligonales para la rasante superior de la calzada. Para el caso de las vigas de piso, se considera que todas alcanzan la cota mínima de la viga más baja, considerándose la situación más desfavorable. Puede observarse la geometría introducida en la figura 12.

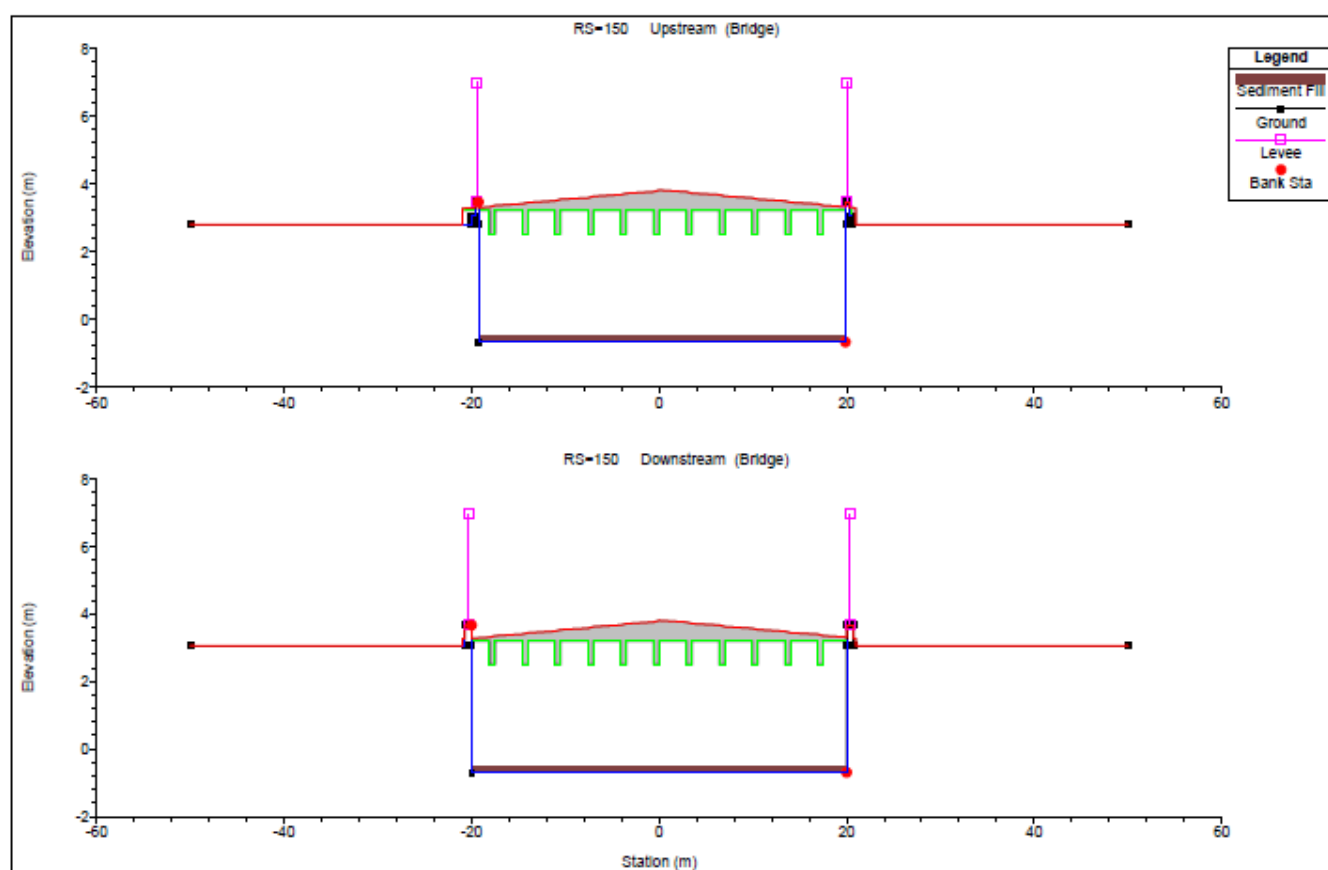


Figura 12. Geometría de la estructura introducida en el modelo hidráulico. Elaboración propia con HEC-RAS.

4.5. Características del encauzamiento y condiciones de contorno

4.5.1. Geometría

Para el encauzamiento se propone una solución que se compone de una caída hidráulica de 1 m de desnivel aguas arriba de la estructura proyectada (secciones 0+175 a 0+165). La solera se mantiene a la cota -0,70 m.s.n.m. hasta la sección 0+141, donde existe un escalón negativo de 0,2 m de altura y 1 m de longitud (hasta la cota -0,5 m.s.n.m.). Esta cota se mantiene durante 90 m (secciones 0+140 a 0+050). En los últimos 50 m se encuentra una pendiente negativa hasta alcanzar la cota 0 m.s.n.m. existente en la salida al mar. Existe una barra litoral en el PK 0+020 creada por sedimentos transportados por el cauce, que cierra la salida al mar y puede afectar por lo tanto al desagüe del encauzamiento. De un análisis previo, realizado en el trabajo antecedente 3, se sabe que esta barra transversal de sedimentos desaparece para caudales superiores a $Q = 111 \text{ m}^3/\text{s}$. La geometría del encauzamiento introducida en la herramienta HEC-RAS se representa en las figuras 13 y 14.

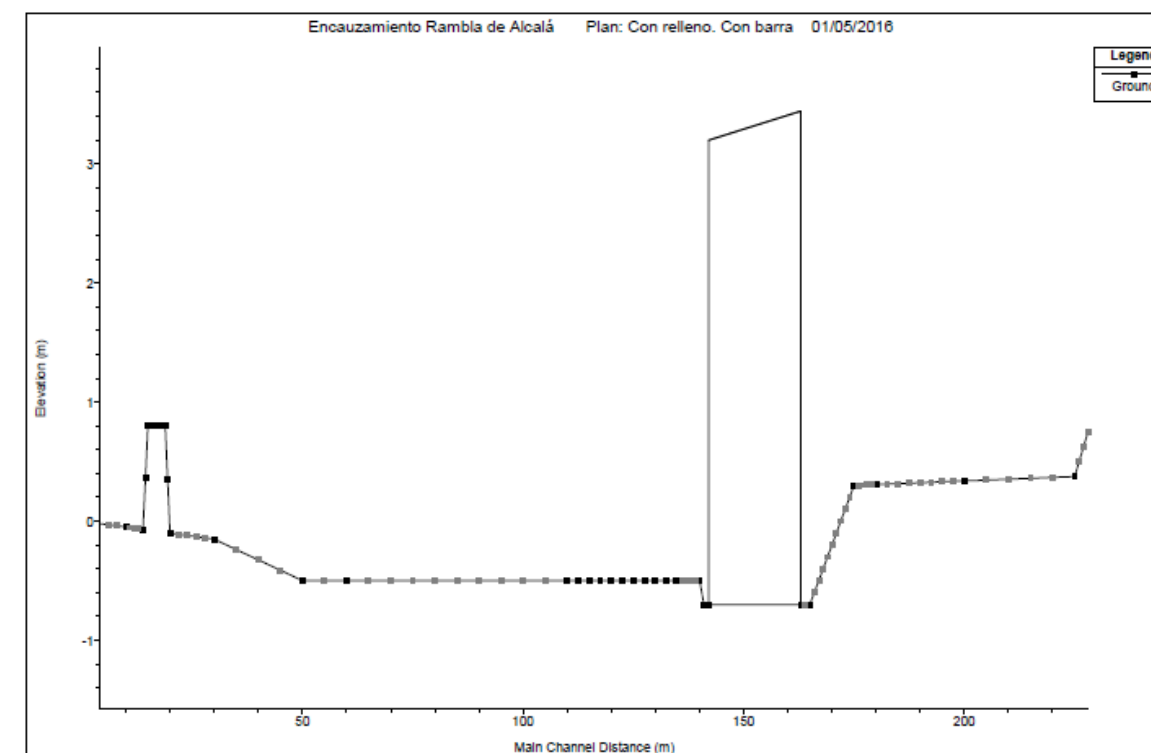


Figura 13. Alzado de la geometría del encauzamiento. Elaboración propia en HEC-RAS.

La sección transversal es rectangular en el tramo comprendido entre la caída hidráulica y aguas abajo de la estructura, de ancho 40 m. A partir del PK 0+140 la sección se ensancha, pasando a ser una sección trapezoidal de ancho variable, que se abre a secciones de playa, más amplias, al acercarse a la desembocadura.

Aunque el análisis se realiza enfocado a la Fase 1, correspondiente a los primeros 250 m del cauce desde la desembocadura (del PK 0+000 al PK 0+250), para materializar de una manera más aproximada a la realidad las características hidrodinámicas del encauzamiento y reducir el efecto de cualquier error cometido en la aproximación de la geometría del mismo, el modelo hidráulico se formaliza durante los 1000 m siguientes (hasta PK 1+250) del cauce natural, como puede observarse en la figura 14.

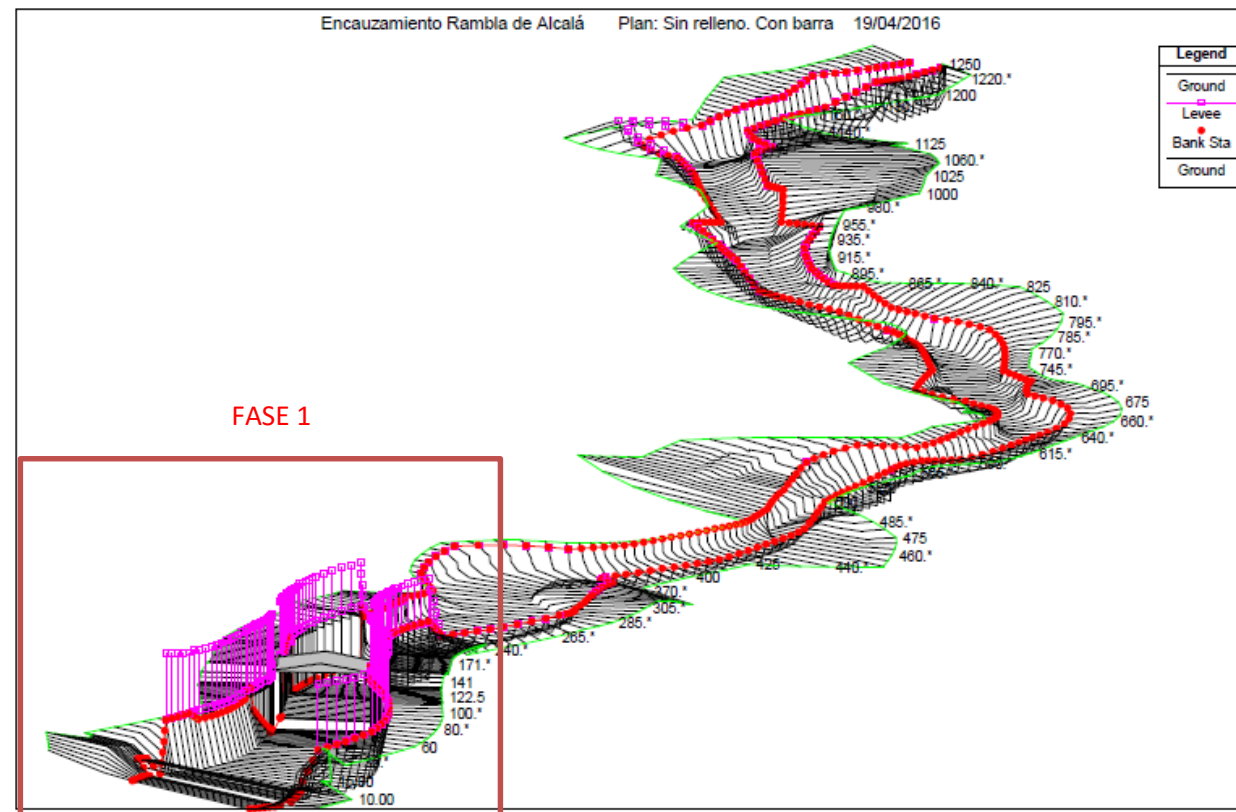


Figura 14. Perspectiva de la geometría del encauzamiento. Elaboración propia en HEC-RAS.

4.5.2. Hidrología

Los caudales punta correspondientes a las avenidas de periodos de retorno (T) 500, 100 y 25 años, así como el nivel del mar aguas abajo (desembocadura) para cada periodo de retorno, se obtienen a partir del trabajo Antecedente 3 y se encuentran resumidos en la Tabla 1.

Tabla 1. Caudales correspondientes a periodos de retorno

Período de retorno	Caudal (m ³ /s)	Nivel del mar (msnm)
500	615	1,89
100	310	1,74
25	132	1,62

Si Q es inferior a 100 m³/s, se debe considerar nivel del mar a cota 0,8 m.s.n.m.

4.5.3. Revestimientos

4.5.3.1. Revestimientos propuestos

Del trabajo antecedente 3, junto con los datos obtenidos en la visita de campo, se obtienen los materiales propuestos para el revestimiento del encauzamiento en el tramo a comprobar. Se representa un resumen de los mismos en la tabla 2.

La geometría del encauzamiento introduce altas tensiones tangenciales en conjunto con grandes caudales en la caída hidráulica y en las zonas cercanas a esta, por posibles resaltos hidráulicos. Por tanto, es conveniente aumentar notablemente el diámetro de la escollera. Para esto, es necesario introducir algún mecanismo que garantice la estabilidad. El recebado es el mecanismo más indicado que colabora junto al rozamiento entre partículas de escollera. Este consiste en verter sobre la escollera posicionada previamente, hormigón en masa que actúe como elemento aglutinante y colabore en garantizar la estabilidad.

Tabla 2. Revestimientos propuestos para el encauzamiento.

Tramo	PK	Revestimientos propuestos en solera
Tramo de enlace con futuras fases y aproximación a Fase 1	0 + 230 - 0 + 175	Escollera recebada D _m = 0,25 m y k = 0,02
Caída hidráulica aguas arriba del puente	0 + 175 - 0 + 165	Escollera recebada D _m = 0,25 m y k = 0,02
Losa horizontal bajo la estructura cota -0.70 msnm	0 + 165 - 0 + 141	Hormigón
Escalón negativo	0 + 141 - 0 + 140	Hormigón
	0 + 140 - 0 + 135	Escollera recebada D _m = 0,80 m y k = 0,32
Tramo horizontal cota -0.50 msnm	0 + 135 - 0 + 110	Escollera vertida D _m = 0,80 m
	0 + 110 - 0 + 050	Material granular natural D _m = 0,06 m
Tramo final de enlace con salida al mar	0 + 050 - 0 + 000	Material granular natural D _m = 0,06 m

Esta técnica debe ser aplicada con precaución, ya que debe cumplir con una altura sobre la superficie de hormigón recomendada. Si no se respetara la altura recomendada no se producirá el efecto desacelerador que se busca, aproximándose al régimen crítico e inestable.

La puesta en obra de esta técnica debe respetar varios condicionantes, entre los que se encuentra, como se ha mencionado antes, la altura, así como la separación entre escollos, el grado de empotramiento y el espesor de la capa de hormigón. Estos condicionantes quedan recogidos en la figura 15.

ESCOLLERA RECEBADA PROPUESTA ($D_m < 1 \text{ m}$)

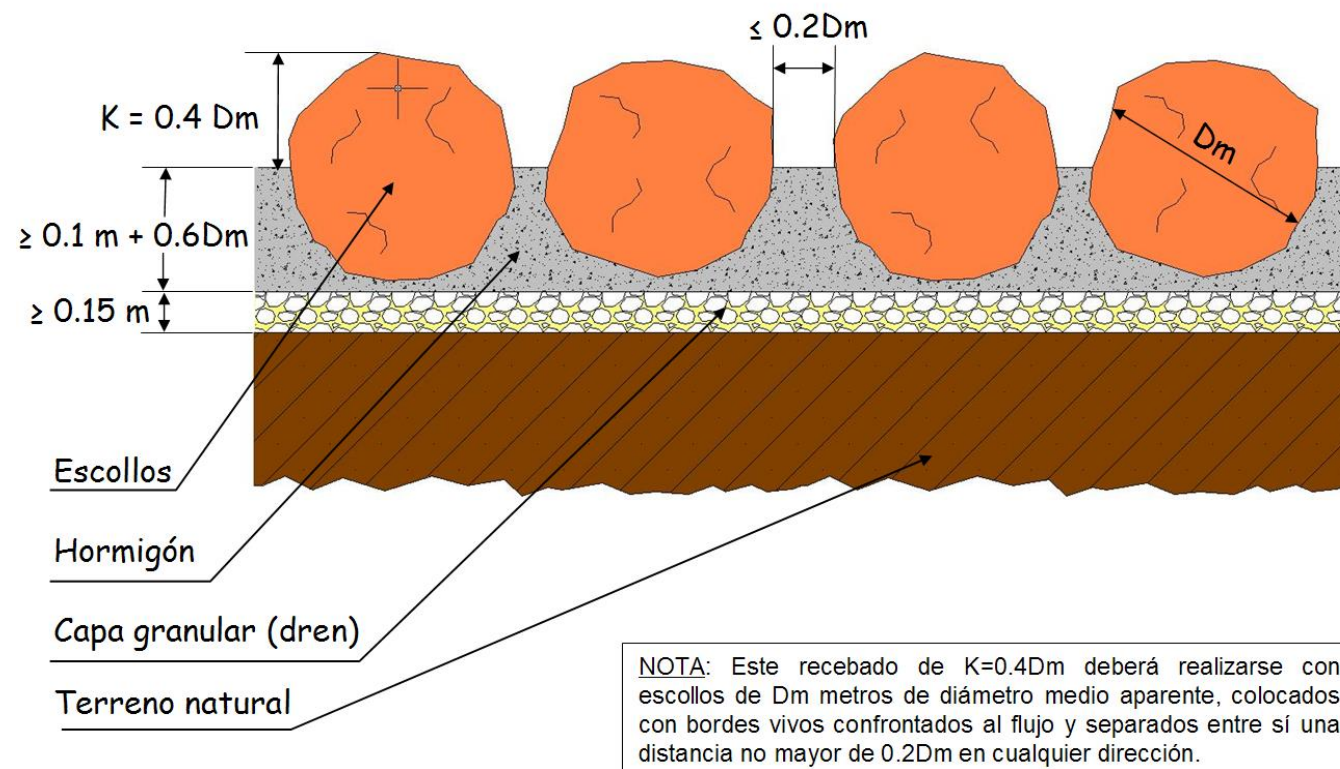


Figura 15. Esquema constructivo de escollera recibada de $D_m < 1 \text{ m}$. Fuente: F. Vallés

4.5.3.2. Número de Manning

La rugosidad para la fórmula de Manning depende del parámetro n , desarrollado por Roberto Manning, el cual se utiliza para la obtención de velocidad de un fluido en canales. El valor n de Manning para clasificar la rugosidad de las paredes de un canal es función del material que se encuentre en ellas. Sus valores se determinan en mediciones de laboratorio y campo.

Las condiciones geológicas y geotécnicas han sido determinadas por la visita al emplazamiento, junto con el análisis del informe geotécnico (antecedente 1) suministrado. De estos se ha obtenido la información necesaria para asignar características a cada tramo del encauzamiento en el modelo hidráulico y se podrá seleccionar el valor del parámetro n de Manning a aplicar.

4.5.3.2.1. Escollera vertida, material natural y hormigón

La elección del coeficiente de rozamiento n de Manning se basa en la *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains* del U.S. Department of Transportation, junto con las tablas de referencia de valores de n de Manning para canales de Chow 1959 y la fórmula empírica de la U.S. Highways Administration:

$$n = (D_m \cdot 3,28083985)^{\frac{1}{6}} \cdot 0,0395 \quad \text{con unidades en el Sistema Internacional}$$

Siendo D_m , el diámetro medio representativo de la escollera. Se empleará con material granular no cohesivo.

4.5.3.2.2. Escollera recibada

Para la estimación del número de Manning se utiliza una relación que depende de las características de rugosidad y una función del radio hidráulico. Fue obtenida a partir de estudios teóricos de integración del perfil de la capa límite turbulenta.

$$n = 1,219 \cdot \phi \left(\frac{R_h}{K_s} \right) \cdot K_s^{1/6} \quad \text{con unidades en el Sistema Internacional.}$$

Donde la función ϕ tiene la forma siguiente:

$$\phi \left(\frac{R_h}{K_s} \right) = \frac{\left(\frac{R_h}{K_s} \right)^{1/6}}{21,9 \cdot \log \left(12,21 \cdot \frac{R_h}{K_s} \right)}$$

La función ϕ se mantiene aproximadamente constante en 0,0342 para valores del cociente $\frac{R_h}{K_s}$ entre 1 y 1000. Por lo tanto, n no depende del radio hidráulico. Entonces, para un tramo de canal, n se mantiene constante, permitiendo obtener relaciones como la fórmula de Strickler:

$$n = 0,0417 K_s^{1/8}$$

Utilizada para obtener el valor de la n de Manning en los tramos de revestimiento de escollera recibada.

Tabla 3. Coeficientes n de Manning aplicados en el modelo hidráulico.

PK	Revestimientos propuestos en solera	n Manning
1 + 250 - 0 + 250	Material natural del cauce	0,03
0 + 230 - 0 + 165	Escollera recibada $D_m = 0,25 \text{ m}$ y $k = 0,02$	0,02
0 + 165 - 0 + 140	Hormigón	0,015
0 + 140 - 0 + 135	Escollera recibada $D_m = 0,80 \text{ m}$ y $k = 0,32$	0,033
0 + 135 - 0 + 110	Escollera vertida $D_m = 0,80 \text{ m}$	0,0464
0 + 110 - 0 + 000	Material granular natural $D_m = 0,06 \text{ m}$	0,03

4.5.4. Condiciones de contorno

Con respecto a las condiciones de contorno establecidas para introducir en la herramienta informática HEC-RAS, es destacable la realización de un análisis de flujo constante. En él se establece que, para todos los perfiles estudiados, la condición de contorno aguas arriba es la de calado normal, asociado a la pendiente media del tramo ($I = 0,0032$). La condición aguas abajo es la cota de superficie de agua conocida (nivel del mar), la cual varía en función del caudal y se encuentra expuesta en la tabla 1.

5. ESCENARIOS A TENER EN CUENTA PARA COMPROBACIÓN

Para comprobar el funcionamiento hidráulico del encauzamiento se tiene en cuenta tanto la capacidad hidráulica, como la estabilidad y resistencia de los revestimientos asignados en el propio encauzamiento, y particularmente en el paso bajo la estructura proyectada.

5.1. Tensiones críticas.

La tensión crítica (τ_{oc}) de un material en canales se refiere a la tensión tangencial máxima que puede resistir este, por acciones dinámicas del fluido en el encauzamiento. En consecuencia, para cada material se calcula la tensión crítica correspondiente y se verifica su resistencia para los casos estudiados.

5.1.1. Escollera vertida y material granular

Para evaluar la tensión crítica de la escollera vertida en el lecho, se utiliza el criterio del parámetro de Shields con el valor numérico dado por Meyer – Peter y Müller para flujo turbulento rugoso:

$$\tau_{oc} = 0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot D_m$$

Considerando un peso específico de la escollera de 2700 N/m^3 , la tensión crítica de la escollera vertida en la sección mencionada es de $627,06 \text{ N/m}^2$.

Con el mismo procedimiento se calculará un valor aproximado de la tensión crítica del material natural, con $D_m = 0,06 \text{ m}$, aunque la resistencia de este material es irrelevante, al encontrarse en la desembocadura de la rambla al mar. El valor obtenido de tensión crítica para el material natural es de $47,03 \text{ N/m}^2$.

5.1.2. Escollera recebada

El estudio de la resistencia de la escollera recebada fue profundizado en el trabajo antecedente 3, realizado por Francisco J. Vallés Morán y Juan Fco. Fernández Bono. Para escollera recebada, con una técnica correcta de puesta en obra y cumpliendo los condicionantes mencionados, se obtuvieron valores mayores a 1000 N/m^2 de resistencia a tensiones tangenciales.

Se resumen las tensiones críticas de los materiales de revestimiento utilizados en la Tabla 4.

Tabla 4. Resumen tensiones críticas de revestimientos.

PK	Revestimientos propuestos en solera	Tensiones críticas
0 + 230 - 0 + 165	Escollera recebada $D_m = 0,25 \text{ m}$ y $k = 0,02$	$>1000 \text{ N/m}^2$
0 + 165 - 0 + 140	Hormigón	$>1000 \text{ N/m}^2$
0 + 140 - 0 + 135	Escollera recebada $D_m = 0,80 \text{ m}$ y $k = 0,32$	$>1000 \text{ N/m}^2$
0 + 135 - 0 + 110	Escollera vertida $D_m = 0,80 \text{ m}$	$627,06 \text{ N/m}^2$
0 + 110 - 0 + 000	Material granular natural $D_m = 0,06 \text{ m}$	$47,03 \text{ N/m}^2$

5.2. Capacidad hidráulica

En cuanto a los caudales, se analizan los correspondientes a periodos de retorno (T) 100 y 500 años, comprobándose para cada uno la capacidad y las posibles afecciones a las cimentaciones de la estructura, respectivamente.

Se analizan adicionalmente 3 caudales: el correspondiente a 25 años de periodo de retorno y dos caudales de 100 y $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Además, se prevé un posible aterramiento en la zona deprimida a cota $-0,7 \text{ m.s.n.m.}$ bajo la estructura, con un sedimento de $D_m = 0,024 \text{ m}$. Esto puede afectar a los resguardos para caudales inferiores al que moviliza este sedimento.

Para contemplar el aterramiento se ha asumido el caso más desfavorable, asumiendo toda la zona deprimida colmatada, por lo que resultaría una capa de $0,2 \text{ m}$ de espesor de sedimentos retenidos bajo la estructura entre PK 0+140 y PK 0+160.

Al ser el caudal mayor que $Q = 111 \text{ m}^3/\text{s}$, se debe contemplar el escenario de una colmatación de la zona deprimida, simultáneamente con la barra litoral en la desembocadura del cauce para caudales menores.

Para conseguir el caudal que movilizaría estos sedimentos, primero se debe obtener la resistencia que tienen los sedimentos, relacionando el diámetro medio con la tensión tangencial y obteniendo una tensión crítica de $18,1 \text{ N/m}^2$. Con un proceso iterativo, se obtuvo que el caudal que alcanza tensiones de 18 N/m^2 en estas secciones y por lo tanto que moviliza los sedimentos es de $210 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se estudiaron diferentes escenarios teniendo en cuenta las combinaciones posibles, existencia o no de barra litoral, el posible aterramiento y diferentes caudales. Estos puede encontrarse de manera sintetizada en la tabla 5.

Tabla 5. Resumen escenarios a estudiar.

Caso	Aterramiento	Barra litoral	Caudal m^3/s	Nivel del mar (msnm)
1	NO	SÍ	100	0,8
2	SÍ	SÍ	100	0,8
3	SÍ	SÍ	50	0,8
4	NO	NO	615	1,89
5	NO	NO	310	1,74
6	NO	NO	132	1,62
7	NO	NO	100	0,8
8	SÍ	NO	132	1,62
9	SÍ	NO	100	0,8

El resguardo a tener en cuenta será como mínimo de 15 cm para los estribos, según la *Norma 5.2 IC* al estar en una zona urbana, y encontrándose los estribos ubicados fuera de la vía de intenso desagüe. Los estribos se encuentran a $2,5 \text{ m}$ sobre la solera del encauzamiento.

Debe cumplirse el resguardo de diferencia entre el intradós del tablero y la lámina de agua bajo este, indicado también por la *Norma 5.2 IC*. Para los caudales de periodo de retorno $T = 100$ ($Q = 310 \text{ m}^3/\text{s}$) y $T = 500$ ($Q = 615 \text{ m}^3/\text{s}$), los resguardos mínimos a tener en cuenta para estos periodos de retorno son de $1,5 \text{ m}$ y 1 m , respectivamente.

Este resguardo se debe mantener en una anchura mayor o igual que doce metros (12 m) medida en dirección perpendicular a la corriente desde los estribos, según se indica en la figura 16.

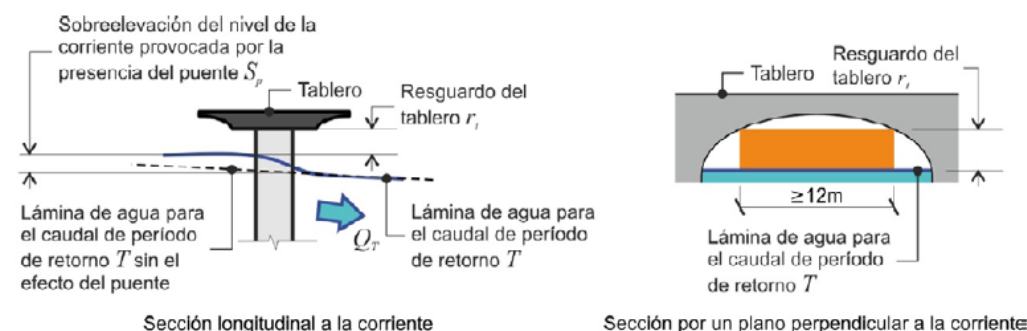


Figura 16. Resguardo mínimo del tablero. Fuente: Norma 5.2 IC.

6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

6.1. Escenarios a analizar

Para modelizar las condiciones mencionadas anteriormente en la herramienta HEC – RAS es necesario analizar un número de casos en los que se engloben las situaciones más desfavorables.

En general, se pueden distinguir 4 grupos de casos, diferenciados por las condiciones de las secciones bajo el puente y desembocadura, donde existe la posibilidad de producirse una colmatación por sedimentos y una barra litoral, respectivamente.

Para los casos donde exista deposición de sedimentos, se debe estudiar la sobreelevación de la cota de la lámina de agua, ya que la zona deprimida bajo el puente ha sido proyectada para rebajar la cota de la superficie de agua en estas secciones, por lo que la capacidad hidráulica podría verse afectada por la colmatación de esta.

Los sedimentos depositados en la zona deprimida son erosionados al alcanzar un caudal $Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$. Por lo tanto, se deben considerar caudales bajos para encontrarnos en la situación pésima, en cuanto a capacidad hidráulica.

Un escenario similar sucede en los casos en los que existe la barra litoral, ya que esta impide el desagüe normal del cauce al mar, pudiendo producir también sobreelevaciones importantes en las secciones bajo la estructura proyectada. La barra litoral desaparece para un caudal $Q = 111 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que para que esta situación se produzca los caudales a estudiar deben ser menores.

Consecuentemente, los casos en los que se producen las dos situaciones anteriores simultáneamente solo se dan para caudales bajos, que permitan la presencia de barra litoral y no erosionen los sedimentos en las secciones bajo la obra proyectada (caudales menores que $Q = 111 \text{ m}^3/\text{s}$)

Para caudales mayores que $Q = 132 \text{ m}^3/\text{s}$, puede observarse en los resultados proporcionados por la herramienta informática que se produce un cambio de régimen lento a rápido bajo la estructura proyectada, con un resalto hidráulico posteriormente. Esto provoca un descenso de la cota de lámina libre. En cambio, para caudales menores, al no producirse el resalto hidráulico, la cota de lámina se mantiene estable, dando cotas de superficie de agua

mayores. Además, para caudales mayores que $Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$, los escenarios de presencia de barra litoral o sedimentos que colmaten la zona deprimida no se producirán.

Por las situaciones explicadas anteriormente, para caudales inferiores a $Q = 132 \text{ m}^3/\text{s}$ se espera que la situación más restrictiva sea el contacto de la superficie de agua a la estructura, por lo que debe comprobarse principalmente su capacidad hidráulica.

Al contrario, para caudales superiores, al no ser condicionante la sobreelevación de la lámina de agua, el escenario considerado más desfavorable será la erosión de los revestimientos del encauzamiento por las tensiones tangenciales producidas.

En estos casos, se incluyen los caudales a estudiar exigidos por la Norma 5.2 IC, $Q = 615 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q = 310 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondientes a los periodos de retorno $T = 500$ años y $T = 100$ años, respectivamente.

6.2. Análisis detallado de casos

6.2.1. Caso 1

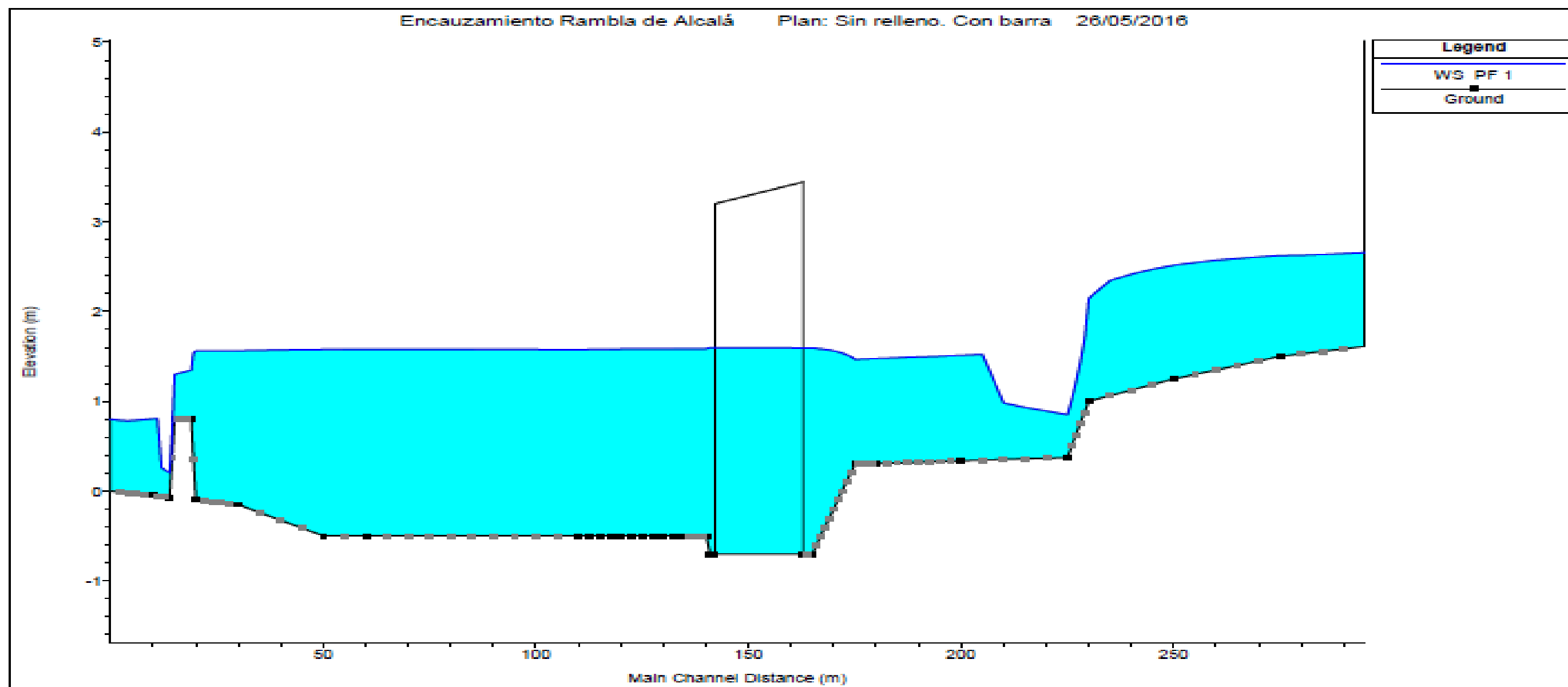


Figura 17. Alzado de zona estudiada para caso 1. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para el caso 1, observado en la figura 17, se considera un caudal $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$. Aunque este es un caudal menor al que erosiona los sedimentos en la zona deprimida, se tiene en cuenta el posible escenario en el que se haya realizado un mantenimiento al encauzamiento, evitando la colmatación de la zona deprimida y con presencia de la barra litoral, al ser un caudal inferior a $Q = 111 \text{ m}^3/\text{s}$, que interrumpe el flujo normal del agua en el encauzamiento.

6.2.1.1. Capacidad hidráulica

La capacidad hidráulica es el principal factor a comprobar para este caso, al considerarse un caudal bajo, que permite la presencia de la barrera litoral y podría producirse sobreelevación de la superficie de agua. Por tanto, debe comprobarse la existencia de resguardo entre la cota de la superficie de agua y el tablero del puente.

La cota de la lámina de agua bajo el puente es 1,59 m.s.n.m., como se indica en la figura 18, y el punto más bajo del intradós del tablero se encuentra a 2,55 m sobre la solera, la cual está a cota -0,7 m. Se tendrá un resguardo de 0,26 m.

Al ser una comprobación adicional a las exigidas por la normativa, solo se comprueba que por la sobreelevación no exista empuje del fluido sobre el tablero del puente. Se verifica que la superficie de agua no alcanza el tablero, como se observa en las figuras 20 y 21.

6.2.1.2. Tensiones tangenciales

Para este caso, las tensiones tangenciales máximas se producen en la sección 13.86 alcanzado un valor de 305,48 N/m^2 como puede observarse en la figura 19. Esta sección es posterior a la del puente, en esta se encuentra material granular natural, que será erosionado y depositado en el mar Mediterráneo, sin afectar a las estructuras.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	164.4	PF 1	100.00	-0.70	1.59	0.18	1.66	0.000109	1.12	89.16	38.88	0.24	2.18
Actual	163	PF 1	100.00	-0.70	1.59	0.17	1.66	0.000107	1.11	89.84	39.16	0.23	2.15
Actual	150	Bridge											
Actual	142	PF 1	100.00	-0.70	1.59	0.16	1.65	0.000102	1.09	91.78	40.00	0.23	2.06
Actual	141	PF 1	100.00	-0.70	1.60	0.15	1.65	0.000097	1.07	93.71	40.80	0.22	1.97

Figura 18. Caso 1: resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	15.00	PF 1	100.00	0.80	1.30	1.30	1.54	0.010848	2.18	46.62	97.87	0.99	50.64
Actual	14.43	PF 1	100.00	0.37	0.67	0.89	1.47	0.071461	4.00	25.30	86.74	2.33	204.27
Actual	13.86	PF 1	100.00	-0.07	0.21	0.49	1.38	0.116677	4.82	20.99	78.56	2.93	305.48
Actual	12.895	PF 1	100.00	-0.06	0.23	0.49	1.22	0.089387	4.44	22.83	79.58	2.60	251.37
Actual	11.93	PF 1	100.00	-0.06	0.26	0.50	1.11	0.070780	4.13	24.60	80.64	2.34	211.64

Figura 19. Caso 1: sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

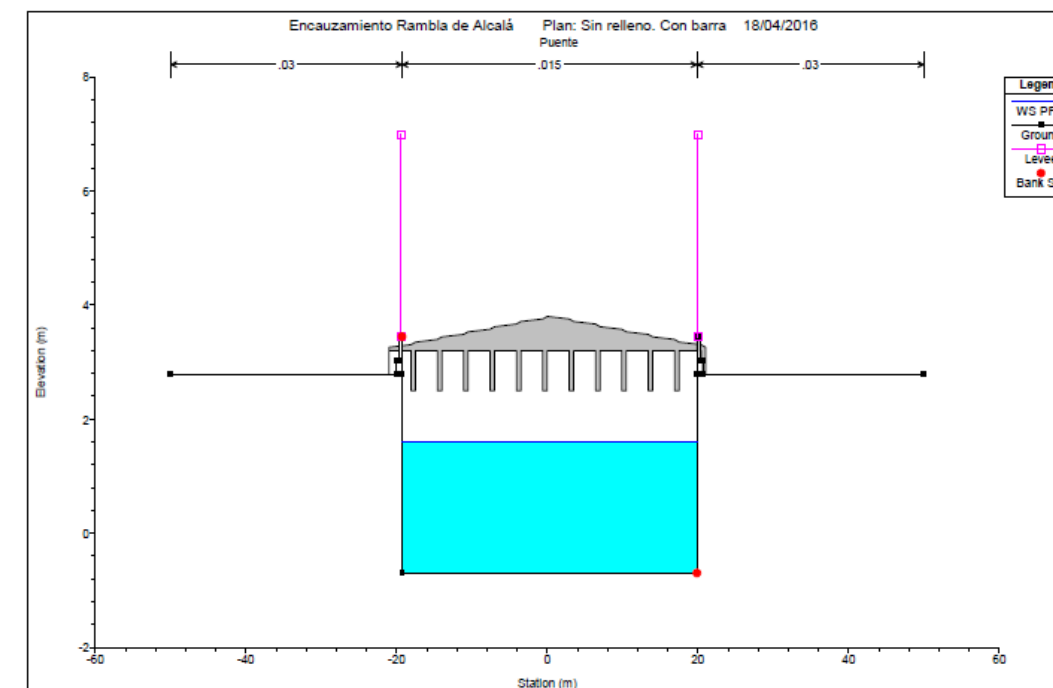


Figura 20. Sección transversal del puente para el caso 1. Elaboración propia con HEC-RAS

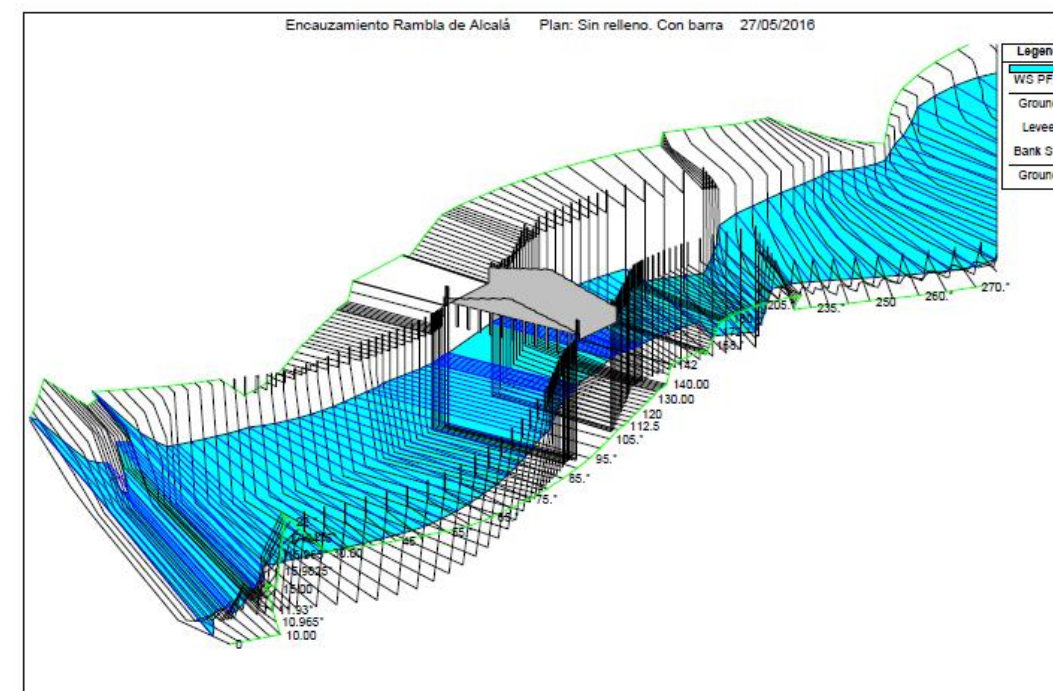


Figura 21. Perspectiva situación puente para el caso 1. Elaboración propia con HEC-RAS

6.2.2. Caso 2

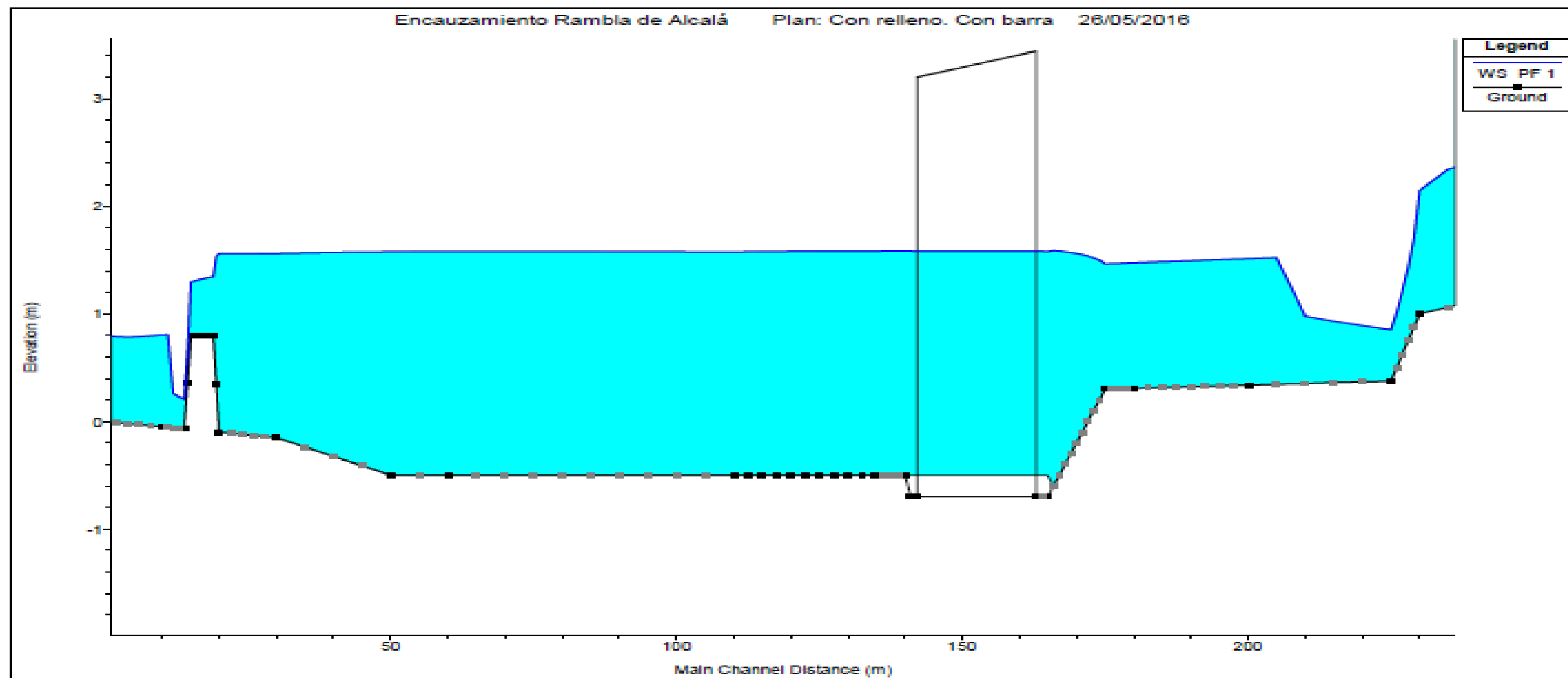


Figura 22. Alzado de zona estudiada para caso 2. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para este caso, representado en la figura 22, también se estudia un caudal $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ y con barrera litoral en la desembocadura del cauce, con la diferencia de que en este caso sí se considera depósito de sedimentos en la zona deprimida.

6.2.2.1. Capacidad hidráulica

Nuevamente puede considerarse que el suceso más restrictivo es la sobreelevación de la superficie de agua, por lo que se comprueba la existencia de resguardo entre la cota de la superficie de agua y el tablero del puente.

La cota de la lámina de agua bajo el puente es 1,58 m.s.n.m., como se observa en la Figura 23. El punto más bajo del intradós del tablero se encuentra a 2,55 m sobre la solera, la cual está a cota -0,7 m. Por lo que tenemos un resguardo de 0,27 m.

Al ser una comprobación adicional a las exigidas por la normativa, solo se busca comprobar que no se produzca ningún empuje del fluido en el tablero del puente. Se puede verificar en la Figura 25 y Figura 26 que al estudiar el caso, esta situación no se produce.

6.2.2.2. Tensiones tangenciales

En este caso, como en el anterior, las tensiones tangenciales no son relevantes, al tener un caudal bajo. Puede observarse en la figura 24 que los valores de las tensiones tangenciales coinciden con el caso anterior.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.50	1.58	0.37	1.66	0.000146	1.23	81.50	39.16	0.27	2.69
Actual	163	PF 5	50.00	-0.50	1.31	0.05	1.33	0.000057	0.71	70.79	39.16	0.17	0.93
Actual	150	Bridge											
Actual	142	PF 1	100.00	-0.50	1.58	0.36	1.65	0.000139	1.20	83.24	40.00	0.27	2.58
Actual	142	PF 5	50.00	-0.50	1.31	0.04	1.33	0.000055	0.69	72.30	40.00	0.16	0.89

Figura 23. Caso 2: resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	13.86	PF 1	100.00	-0.07	0.21	0.49	1.38	0.116677	4.82	20.99	78.56	2.93	305.48
Actual	13.86	PF 5	50.00	-0.07	0.80	0.29	0.83	0.000575	0.73	71.01	89.10	0.25	4.49

Figura 24. Caso 2: sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

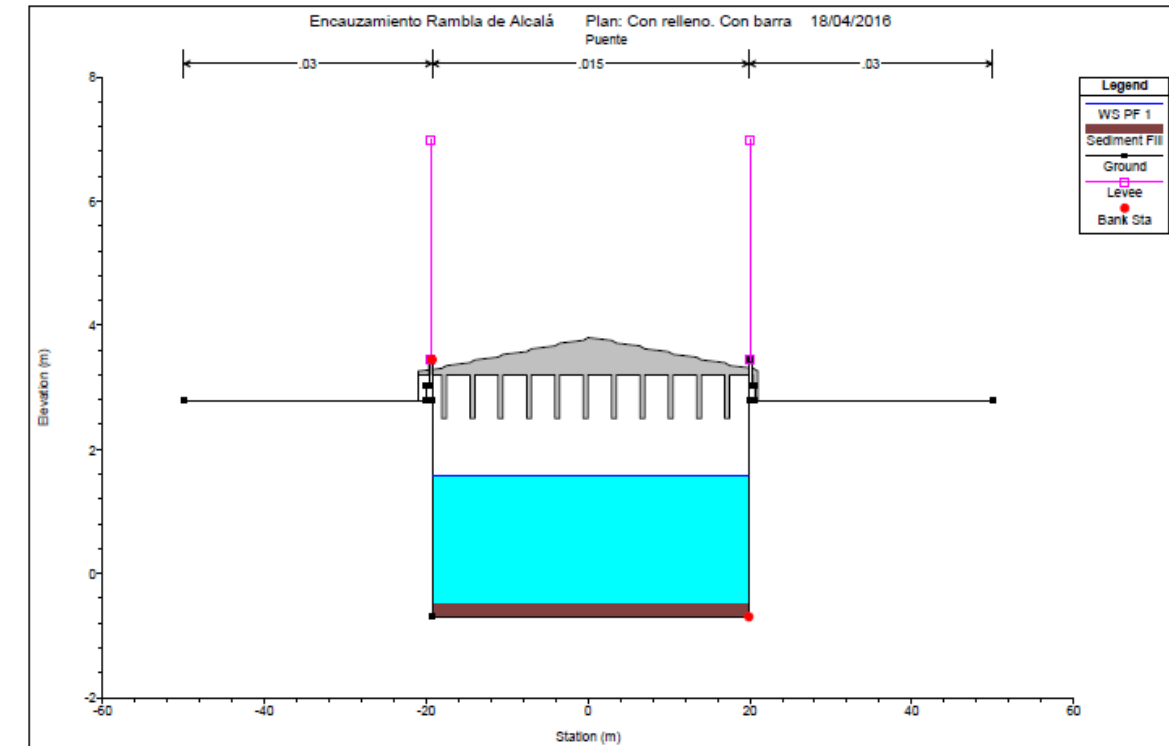


Figura 25. Sección transversal puente para el caso 2. Elaboración propia con HEC-RAS.

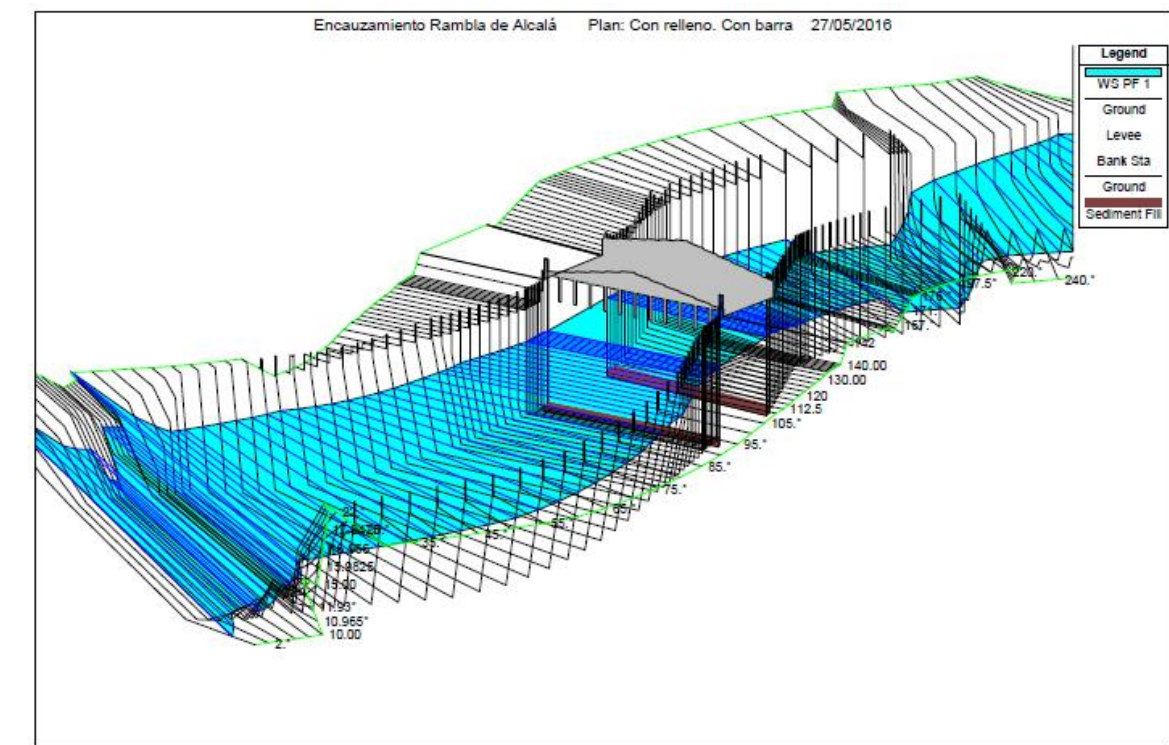


Figura 26. Perspectiva situación puente para el caso 2. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.3. Caso 3

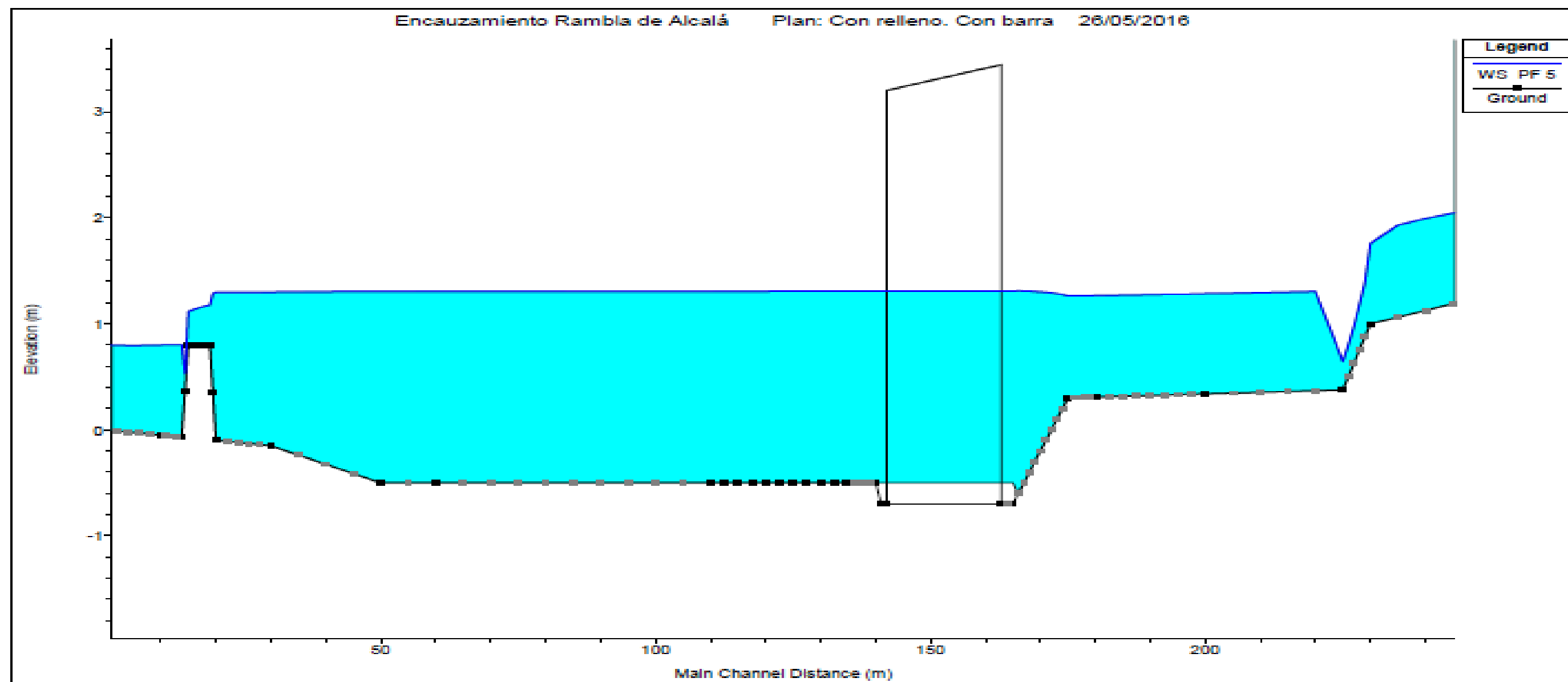


Figura 27. Alzado de zona estudiada para caso 3. Elaboración propia con HEC-RAS.

En el caso 3, reproducido en la figura 27, se esperaba que el resguardo bajo el puente fuera menor que el caso 1, por lo que se decidió estudiar un siguiente caso, con las mismas condiciones de contorno pero un caudal menor, para comprobar si la cota de superficie de agua aumentaba.

Puede observarse que prácticamente no varía este valor por la existencia del resalto hidráulico.

Este caso se reproduce con barra litoral en desembocadura de cauce, aterramiento de sedimentos y un caudal $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.2.3.1. Capacidad hidráulica

Por las mismas condiciones que el caso anterior, el principal suceso a comprobar es la existencia de resguardos entre la cota de la superficie de agua y el tablero del puente.

La cota de la lámina de agua bajo el puente, como se verifica en la figura 28, es 1,31 m.s.n.m. El punto más bajo del intradós del tablero se encuentra a 2,55 m sobre la solera, la cual está a cota -0,7 m, por lo que existirá un resguardo de 0,54 m.

Puede observarse en las figuras 30 y 31 que el resguardo es mayor que el del caso anterior. Por tanto, no se comprobarán caudales menores, ya que tiende a disminuir la cota de lámina de agua, siendo cada vez menos limitante.

6.2.3.2. Tensiones tangenciales

Para estas últimas 3 comprobaciones las tensiones tangenciales resultan bajas, como se observa en la figura 29. Al no ser grandes caudales, estas tensiones son resistidas por los revestimientos propuestos, y en las secciones finales no generan afección a la estructura.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.50	1.58	0.37	1.66	0.000146	1.73	81.50	39.16	0.77	2.69
Actual	163	PF 5	50.00	-0.50	1.31	0.05	1.33	0.000057	0.71	70.79	39.16	0.17	0.93
Actual	150												
Actual	142	PF 1	100.00	-0.50	1.58	0.36	1.65	0.000139	1.20	83.24	40.00	0.27	2.58
Actual	142	PF 5	50.00	-0.50	1.31	0.04	1.33	0.000055	0.69	72.30	40.00	0.16	0.89

Figura 28. Caso 3 Resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	14.43	PF 1	100.00	0.37	0.67	0.89	1.47	0.071461	4.00	25.30	86.74	2.33	204.27
Actual	14.43	PF 5	50.00	0.37	0.53	0.70	1.20	0.128757	3.63	13.87	84.39	2.83	207.38

Figura 29. Caso 3 sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

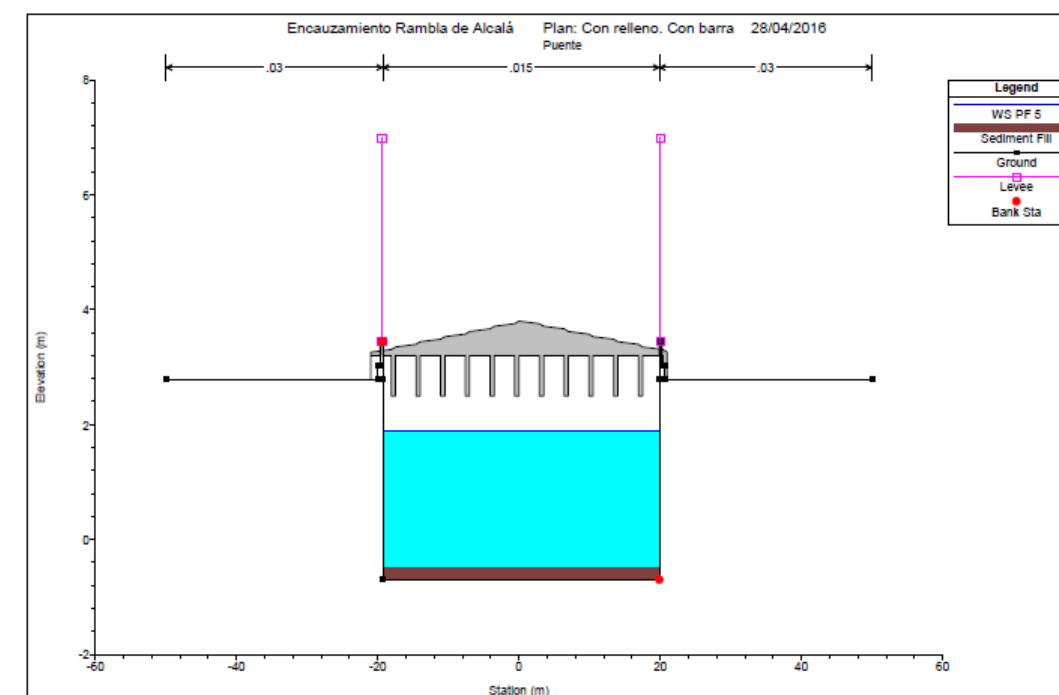


Figura 30. Sección transversal puente para el caso 3. Elaboración propia con HEC-RAS.

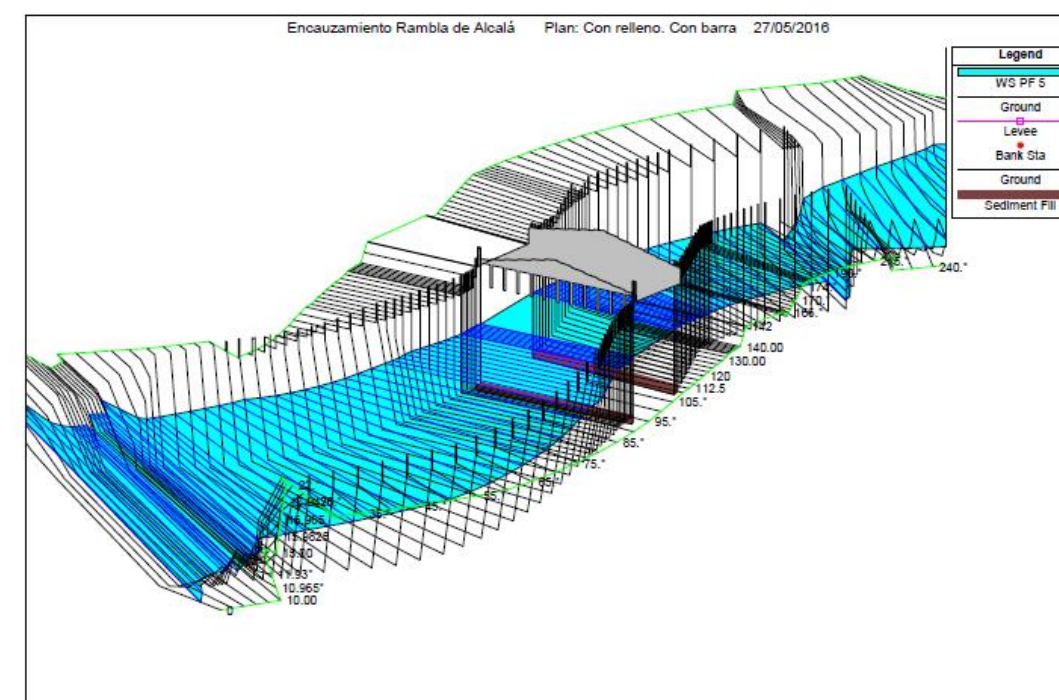


Figura 31. Perspectiva situación puente para el caso 3. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.4. Caso 4

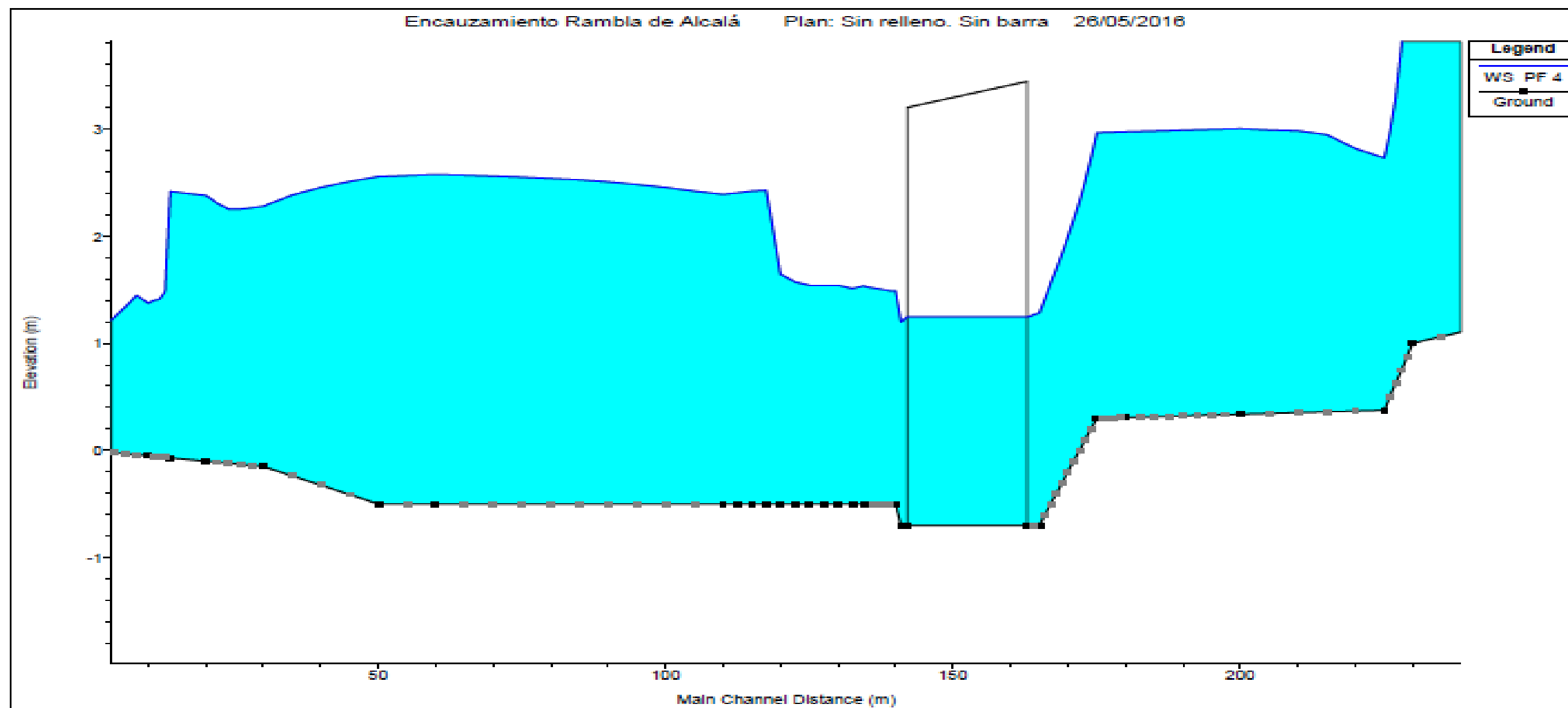


Figura 32. Alzado de zona estudiada para caso 4. Elaboración propia con HEC-RAS.

En este caso, se estudia un caudal de $615 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente al de periodo de retorno $T = 500$ años. Se considerará el encauzamiento sin barra litoral y sin aterramiento de sedimentos, como se observa en figura 32, ya que estos habrán sido erosionados al sobrepasar el caudal de $210 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.2.4.1. Capacidad hidráulica

La cota de la lámina de agua bajo el puente es $1,25 \text{ m.s.n.m.}$ (ver figura 33). Para el caudal $Q = 615 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente al caudal punta del periodo de retorno $T = 500$ años, se debe cumplir un resguardo mínimo de 1 m , indicado por la *Norma 5.2 IC*. Este se medirá entre la superficie de la lámina de agua y la cota más baja del intradós del tablero en los 12 m centrales del puente, medidos perpendicularmente a los estribos.

El punto más bajo del tablero del puente en los 12 m centrales se encuentra a $2,96 \text{ m}$ sobre la solera del encauzamiento, y esta a su vez se encuentra a la cota $-0,7 \text{ m}$, por lo que se tiene un resguardo de $1,01 \text{ m}$. Se cumplirá, pues, con el resguardo indicado por la normativa. Adicionalmente, en el estudio del antecedente 3 se observa que existe un dispositivo de protección en las secciones iniciales de la rambla, el cual impide el paso de grandes elementos flotantes, evitando el impacto con la estructura, por lo que se permitiría disminuir el resguardo mínimo bajo tablero.

Se puede observar un resumen gráfico de las cotas alcanzadas por la lámina de agua en las figuras 34 y 35. Los resguardos mínimos exigidos por la normativa se representan gráficamente en el apéndice 3, plano nº 2.

6.2.4.2. Tensiones tangenciales

Con respecto a las tensiones tangenciales máximas en este caso, se comprueba la resistencia de los revestimientos, en el apartado 6.3.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.17	1.14	0.000265	1.48	67.68	39.16	0.36	4.13
Actual	163	PF 2	132.00	-0.70	1.66	0.35	1.76	0.000170	1.43	92.43	39.16	0.30	3.51
Actual	163	PF 3	310.00	-0.70	0.44	1.16	2.90	0.009643	6.95	44.62	39.16	2.08	103.93
Actual	163	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.23	4.57	0.006845	8.07	76.20	39.16	1.85	118.81
Actual	150		Bridge										
Actual	142	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.16	1.13	0.000254	1.45	69.07	40.00	0.35	3.96
Actual	142	PF 2	132.00	-0.70	1.66	0.33	1.76	0.000162	1.40	94.44	40.00	0.29	3.36
Actual	142	PF 3	310.00	-0.70	0.47	1.13	2.70	0.008613	6.62	46.84	40.00	1.95	93.44
Actual	142	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.19	4.43	0.006539	7.90	77.85	40.00	1.81	113.74

Figura 33. Caso 4 Resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

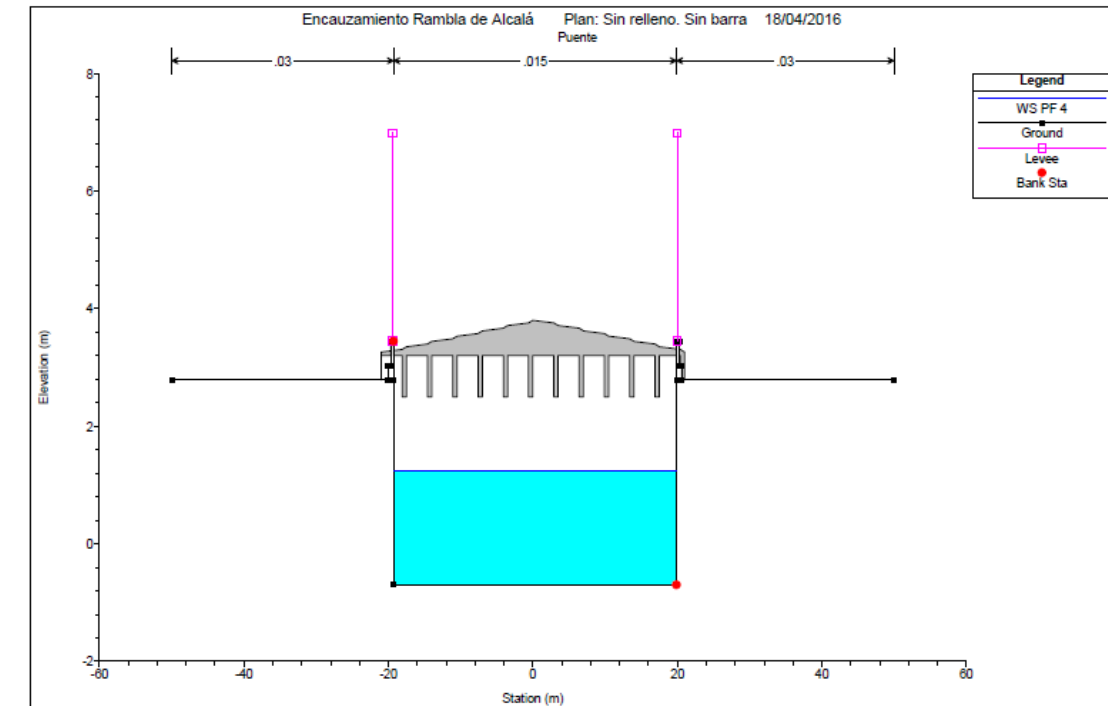


Figura. 34 Sección transversal puente para el caso 4. Elaboración propia con HEC-RAS.

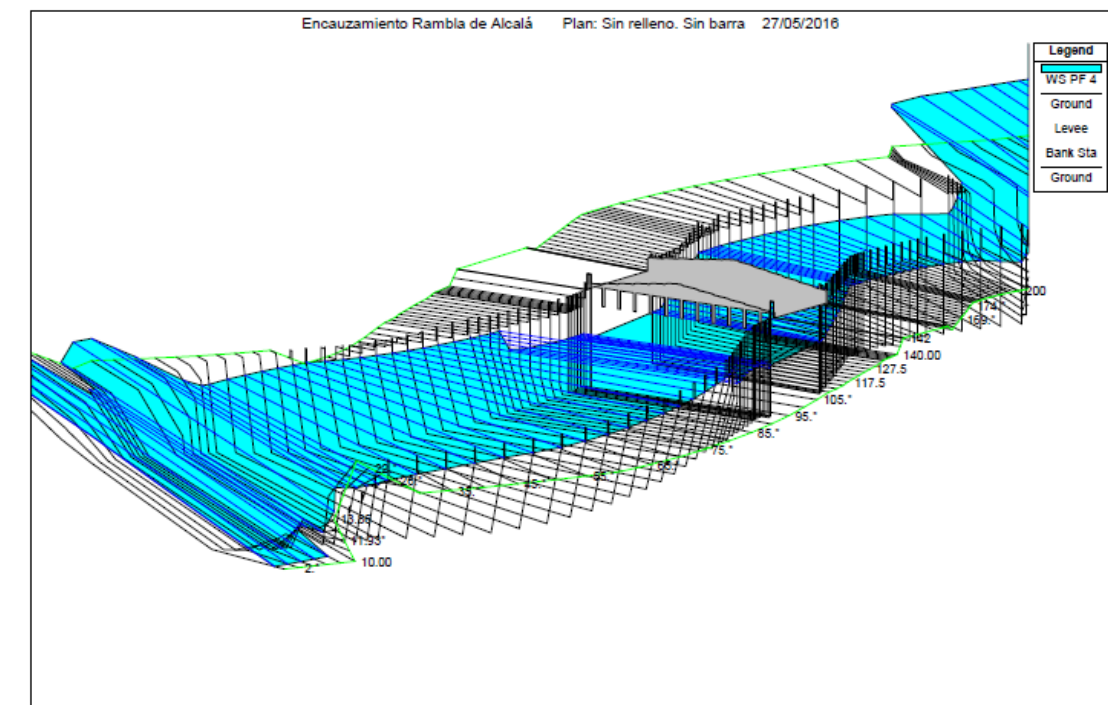


Figura. 35 Perspectiva situación puente para el caso 4. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.5. Caso 5

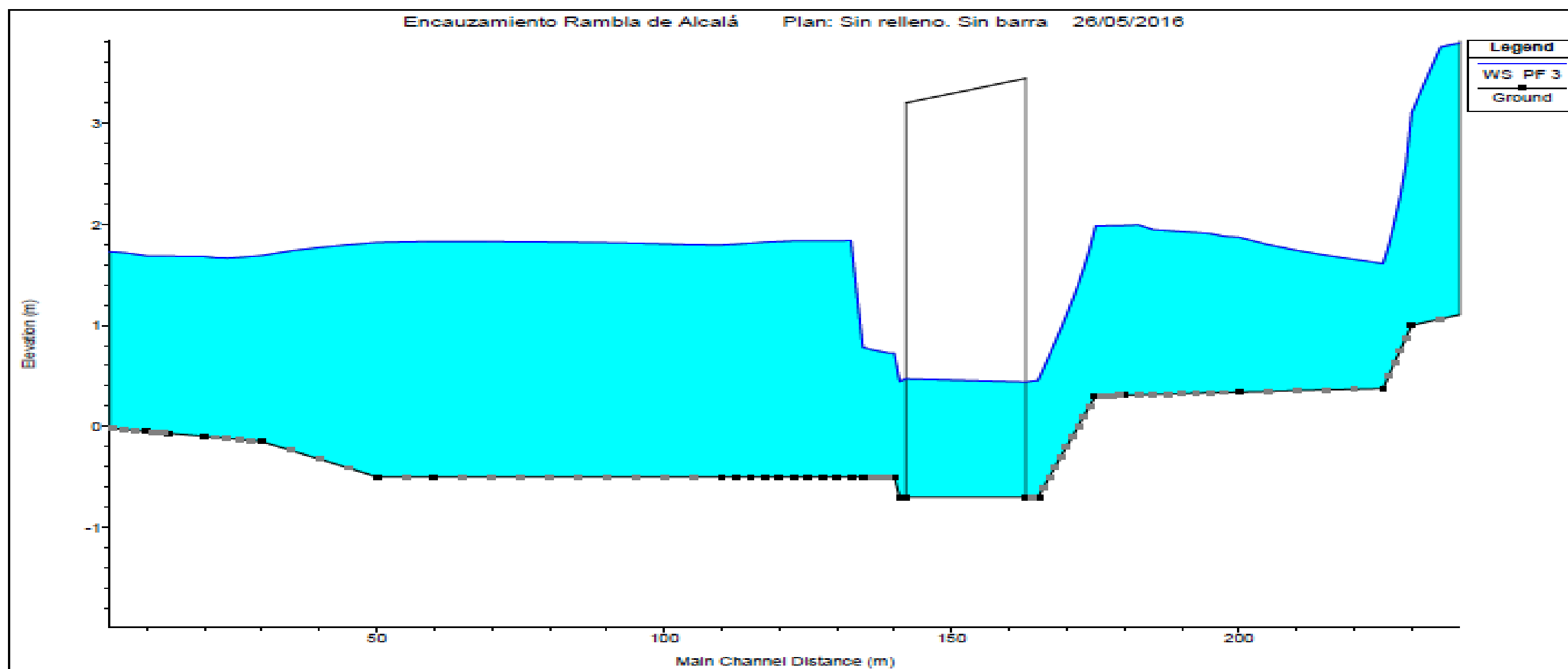


Figura 36. Alzado de zona estudiada para caso 5. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para el caso 5, se estudia un caudal de 310 m³/s, correspondiente al de periodo de retorno T = 100 años. No se considera barra litoral ni aterramiento de sedimentos, como puede observarse en la figura 36, ya que, para este caudal, el material habrá sido previamente erosionado por el caudal de 210 m³/s.

6.2.5.1. Capacidad hidráulica

La Norma 5.2 IC señala que para el caudal de periodo de retorno T = 100 años debe cumplirse un resguardo mínimo de 1,5 m de diferencia entre la cota de la superficie del agua y el tablero del puente en los 12 m centrales del puente, medidos perpendicularmente a los estribos.

La cota de la lámina de agua bajo el puente es 0,47 m.s.n.m. (ver figura 37). El punto más bajo del intradós del tablero en los 12 m centrales que deben respetar el resguardo mínimo se encuentra a 2,96 m sobre la solera del encauzamiento, y esta se encuentra a su vez a la cota -0,7 m. Se tiene entonces un resguardo de 1,79 m bajo tablero, verificándose el cumplimiento del resguardo mínimo exigido.

Se puede observar un resumen gráfico de las cotas alcanzadas por la lámina de agua en las figuras 38 y 39. Los resguardos mínimos exigidos se resumen gráficamente en el apéndice 3, plano nº 2.

6.2.5.2. Tensiones tangenciales

Con respecto a las tensiones tangenciales máximas, se comprueban en el apartado 6.3, donde se verifica la resistencia del revestimiento propuesto para este caso.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.17	1.14	0.000265	1.48	67.68	39.16	0.36	4.13
Actual	163	PF 2	132.00	-0.70	1.66	0.35	1.76	0.000170	1.43	92.43	39.16	0.30	3.51
Actual	163	PF 3	310.00	-0.70	0.44	1.16	2.90	0.009843	6.95	44.62	39.16	2.08	103.93
Actual	163	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.23	4.57	0.006845	8.07	76.20	39.16	1.85	118.81
Actual	150	Bridge											
Actual	142	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.16	1.13	0.000254	1.45	69.07	40.00	0.35	3.96
Actual	142	PF 2	132.00	-0.70	1.66	0.33	1.76	0.000167	1.40	94.44	40.00	0.29	3.36
Actual	142	PF 3	310.00	-0.70	0.47	1.13	2.70	0.008613	6.62	46.84	40.00	1.95	93.44
Actual	142	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.19	4.43	0.006539	7.50	77.85	40.00	1.81	113.74

Figura 37. Caso 5: Resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

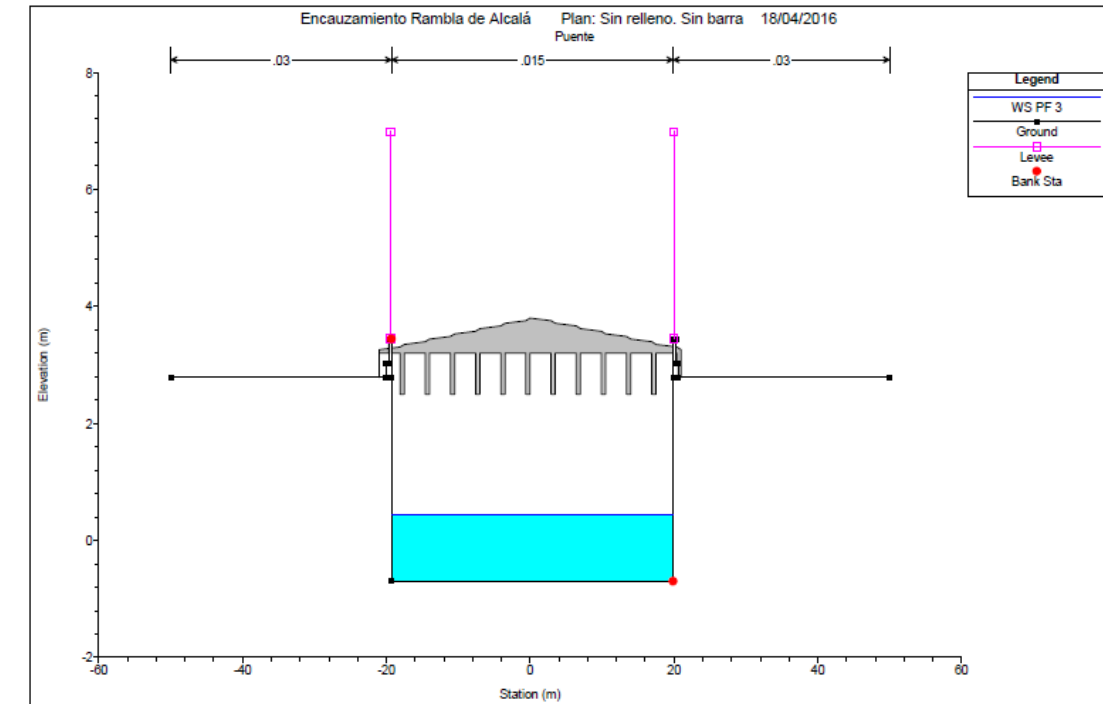


Figura 38. Sección transversal puente para el caso 5. Elaboración propia con HEC-RAS.

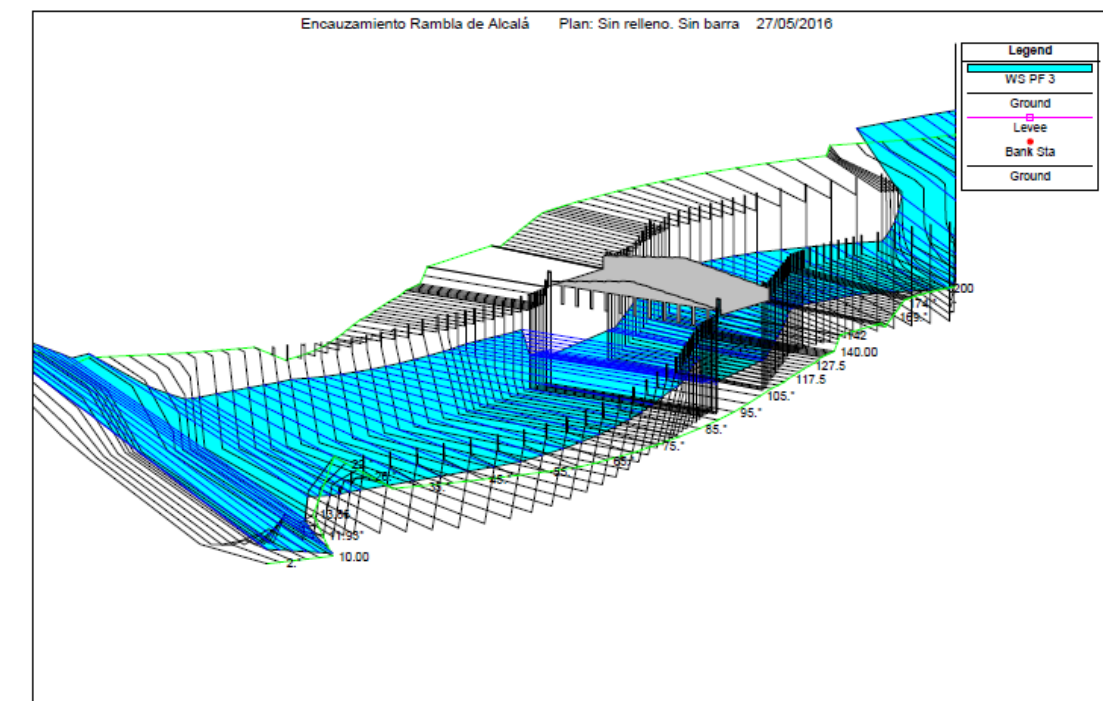


Figura 39. Perspectiva situación puente para el caso 5. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.6. Caso 6

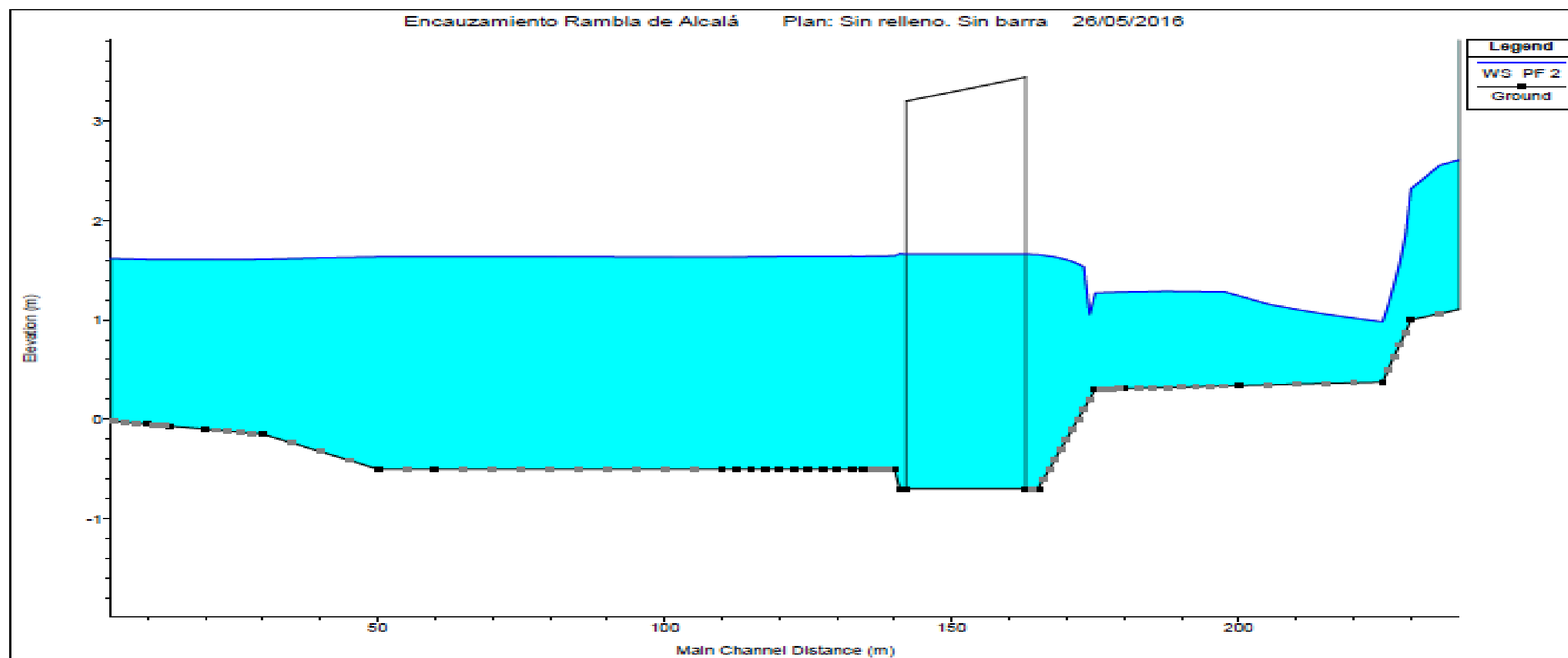


Figura 40. Alzado de zona estudiada para caso 6. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para este caso se estudia un caudal de $132 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente al periodo de retorno $T = 25$ años. Presentará las mismas condiciones anteriores (ver figura 40), sin barrera litoral en la desembocadura, ni aterramiento de sedimentos en la zona deprimida.

6.2.6.1. Capacidad hidráulica

Al ser un caudal relativamente bajo, se espera que el caso más restrictivo sea de capacidad hidráulica. Se verificará que la superficie de agua no alcance el tablero del puente, originando empujes sobre este.

La cota de la lámina de agua bajo el puente es de $1,66 \text{ m.s.n.m.}$ (ver figura 41). El punto más bajo del intradós del tablero se encuentra a $2,55 \text{ m}$ sobre la solera, la cual está a cota $-0,7 \text{ m}$, por lo que se tendrá un resguardo de $0,19 \text{ m}$.

Se observa en las figuras 43 y 44 que la situación de empuje del fluido sobre el tablero no se produce.

6.2.6.2. Tensiones tangenciales

La tensión máxima alcanza un valor de $150,33 \text{ N/m}^2$ en la sección 225 (ver figura 42). Esta sección se encuentra revestida de escollera recebada, considerándose entonces resistente a las tensiones tangenciales actuantes.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.17	1.14	0.000765	1.48	67.68	39.16	0.36	4.13
Actual	163	PF 2	132.00	-0.70	1.66	0.35	1.76	0.000170	1.43	92.43	39.16	0.30	3.51
Actual	163	PF 3	310.00	-0.70	0.44	1.16	2.90	0.009843	6.95	44.62	39.16	2.08	103.93
Actual	163	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.23	4.57	0.006845	8.07	76.20	39.16	1.85	118.81
Actual	150	Bridge											
Actual	142	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.16	1.13	0.000254	1.45	69.07	40.00	0.35	3.96
Actual	142	PF 2	132.00	-0.70	1.66	0.33	1.76	0.000162	1.40	94.44	40.00	0.29	3.36
Actual	142	PF 3	310.00	-0.70	0.47	1.13	2.70	0.008613	6.62	46.84	40.00	1.95	93.44
Actual	142	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.19	4.43	0.006539	7.90	77.85	40.00	1.81	113.74

Figura 41. Caso 6: resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	225	PF 1	100.00	0.37	0.85	1.38	7.36	0.037663	6.43	18.45	38.60	7.61	168.16
Actual	225	PF 2	132.00	0.37	0.98	1.43	2.61	0.026177	5.66	23.31	38.60	2.33	150.33
Actual	225	PF 3	310.00	0.37	1.61	2.25	3.76	0.013842	6.50	47.70	38.60	1.87	157.64
Actual	225	PF 4	615.00	0.37	2.73	3.33	5.06	0.006792	6.76	90.99	38.60	1.41	139.92

Figura 42. Caso 6: sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

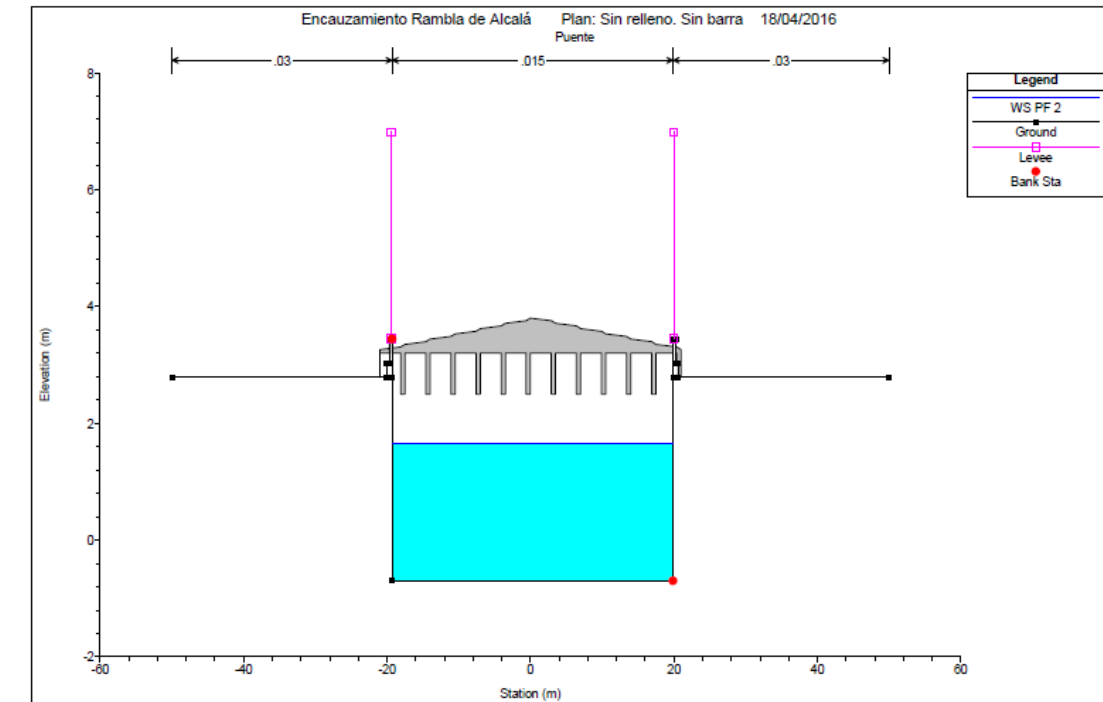


Figura 43. Sección transversal puente para el caso 6. Elaboración propia con HEC-RAS.

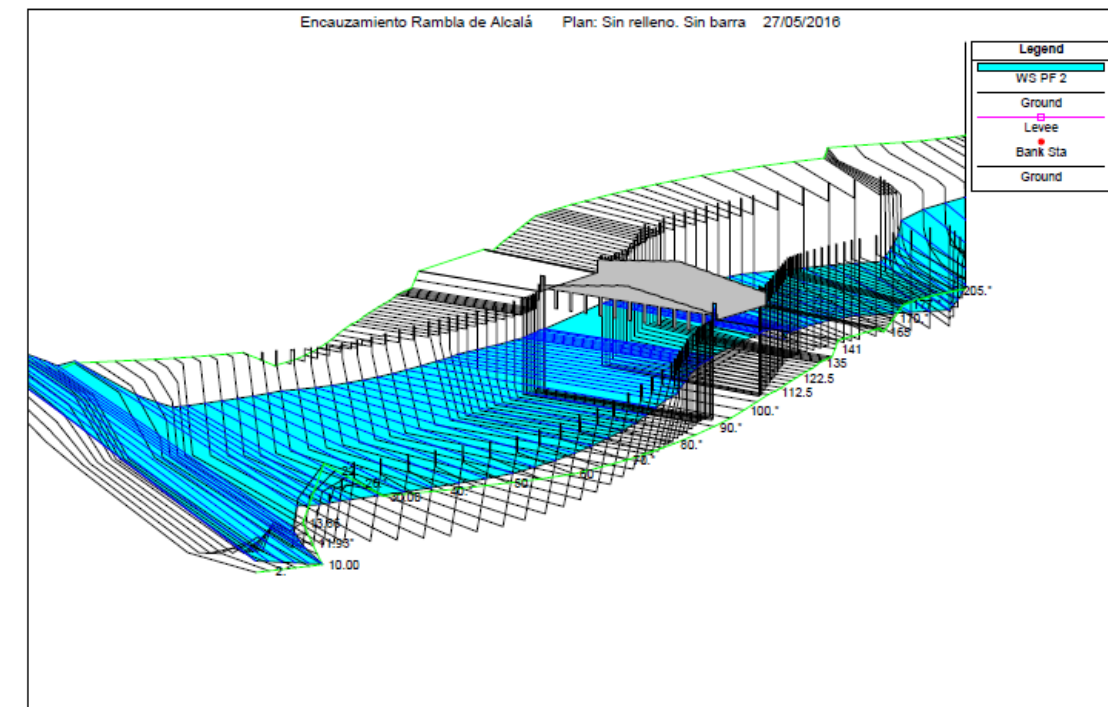


Figura 44. Perspectiva situación puente para el caso 6. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.7. Caso 7

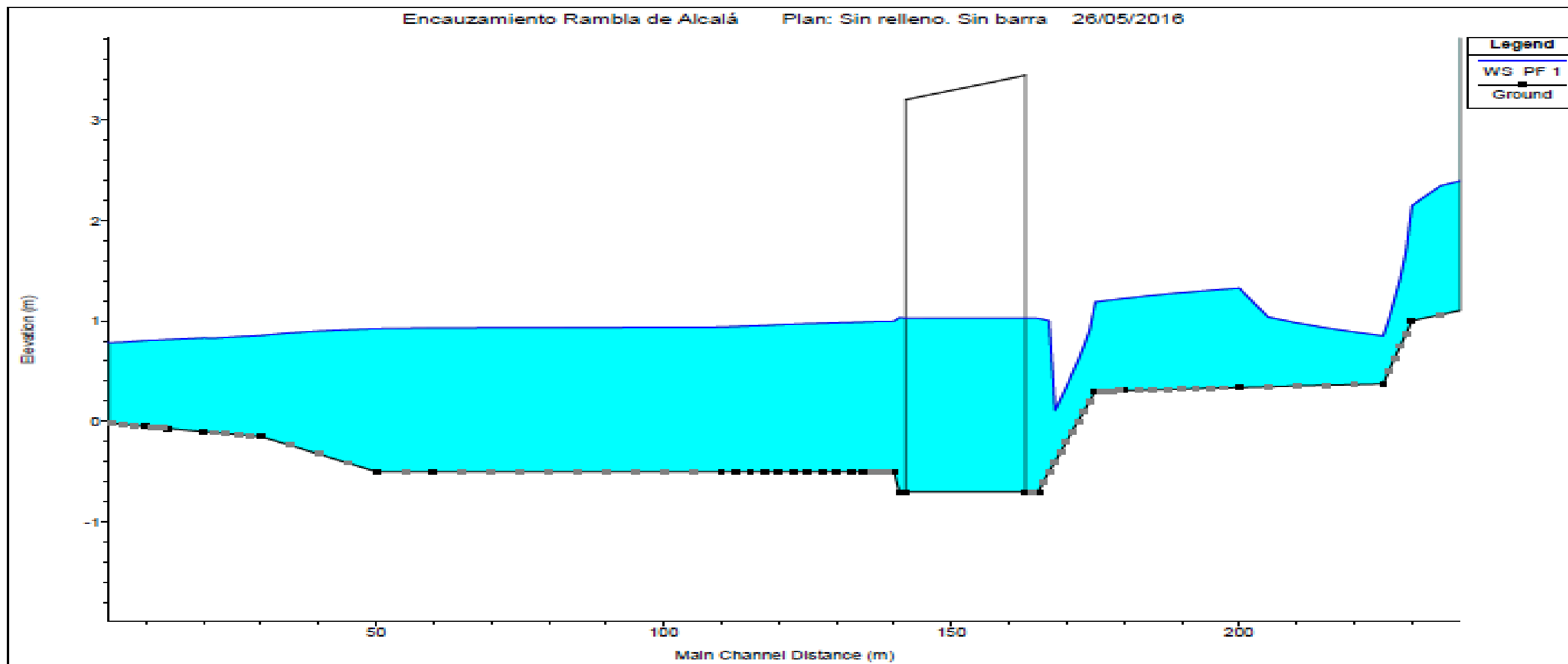


Figura 45. Alzado de zona estudiada para caso 7. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para este caso se comprueba un caudal $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando la situación sin barrera litoral y sin aterramientos, como se observa en la figura 45, para verificar si la cota de la superficie de agua sigue aumentando al tener un caudal menor al anterior. Adicionalmente, se comprobarán las tensiones tangenciales.

6.2.7.1. Capacidad hidráulica

Como se menciona anteriormente, este caso se estudia para verificar la capacidad hidráulica de la obra, por lo que se comprueba que la sobreelevación de la cota de superficie de agua no produzca un empuje contra el tablero del puente.

La cota máxima que alcanza la superficie de agua bajo el puente es de 1,03 m (ver figura 16). La cota más baja del tablero se encuentra a 2,55 m sobre la solera, la cual está a cota -0,7 m, por lo que se tiene un resguardo de 0,82 m. Por tanto, no se producirá la situación de empuje de fluido sobre el puente, como se verifica en las figuras 48 y 49. Además, se observa que la cota de superficie de agua no aumenta, siendo este caso menos restrictivo que el anterior.

6.2.7.2. Tensiones tangenciales

La tensión tangencial máxima en este caso es menor al anterior (ver figura 47), por lo que se puede concluir que las afecciones posibles consideradas para el caso 7 se encuentran incluidas, de manera implícita, en el caso 6.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.17	1.14	0.000265	1.48	67.68	39.16	0.36	4.13
Actual	163	PF 2	132.00	-0.70	1.86	0.35	1.76	0.000170	1.43	92.43	39.16	0.30	3.51
Actual	163	PF 3	310.00	-0.70	0.44	1.16	2.90	0.009843	6.95	44.62	39.16	2.08	103.93
Actual	163	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.23	4.57	0.006845	8.07	76.20	39.16	1.85	118.81
Actual	150		Bridge										
Actual	142	PF 1	100.00	-0.70	1.03	0.16	1.13	0.000254	1.45	69.07	40.00	0.35	3.96
Actual	142	PF 2	132.00	-0.70	1.86	0.33	1.76	0.000162	1.40	94.44	40.00	0.29	3.36
Actual	142	PF 3	310.00	-0.70	0.47	1.13	2.70	0.008613	6.62	46.84	40.00	1.95	93.44
Actual	142	PF 4	615.00	-0.70	1.25	2.19	4.43	0.006539	7.90	77.85	40.00	1.81	113.74

Figura 46. Caso 7: resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	225	PF 1	100.00	0.37	0.85	1.25	2.35	0.032663	5.43	18.42	38.60	2.51	149.16
Actual	225	PF 2	132.00	0.37	0.98	1.42	2.81	0.026177	5.88	23.31	38.60	2.33	150.33
Actual	225	PF 3	310.00	0.37	1.61	2.25	3.76	0.013842	6.50	47.70	38.60	1.87	157.64
Actual	225	PF 4	615.00	0.37	2.73	3.33	5.06	0.006792	6.76	90.99	38.60	1.41	139.92

Figura 47. Caso 7: sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

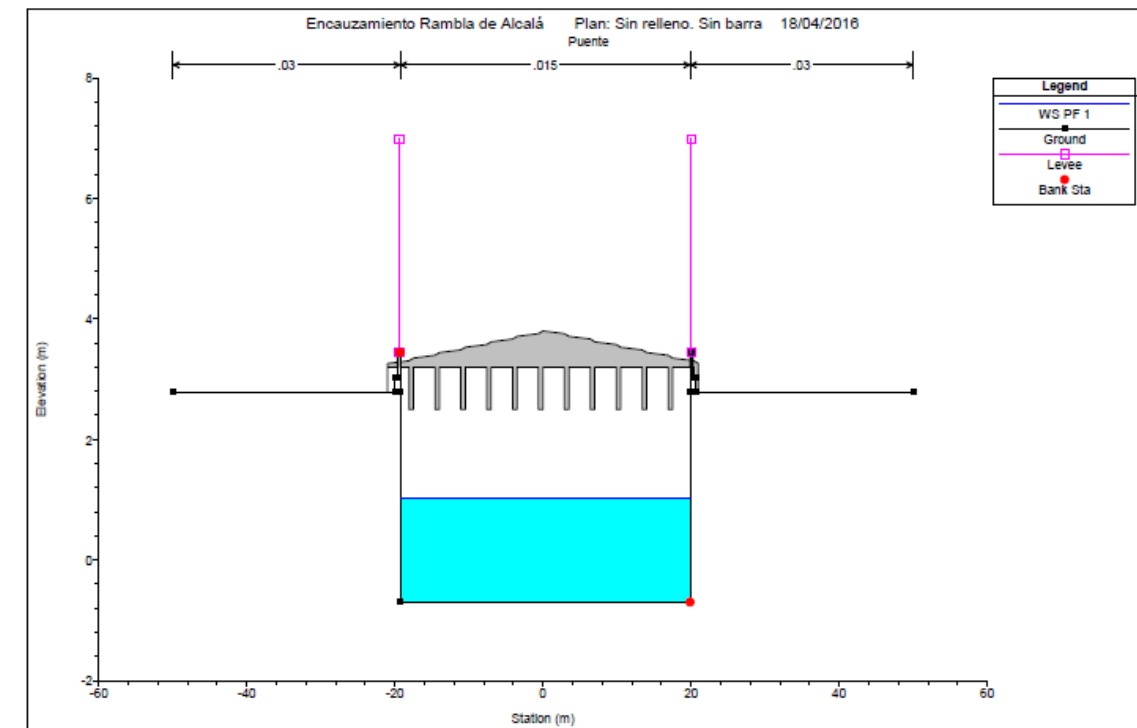


Figura 48. Sección transversal puente para el caso 7. Elaboración propia con HEC-RAS.

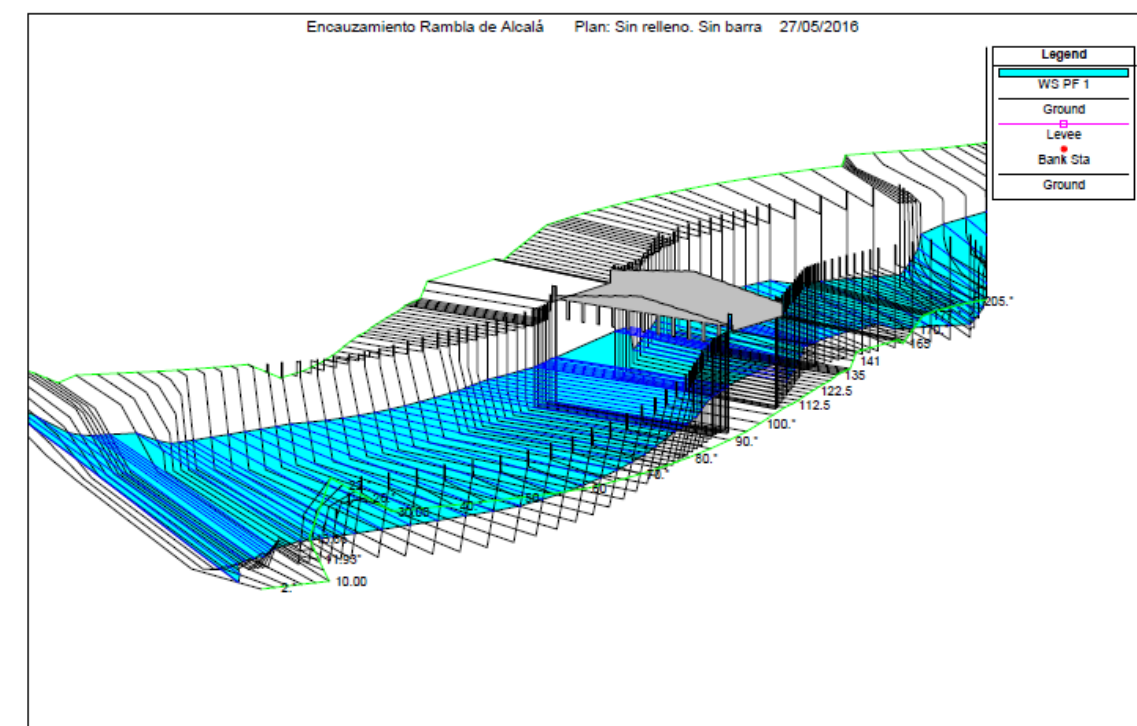


Figura 49. Perspectiva situación puente para el caso 7. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.8. Caso 8

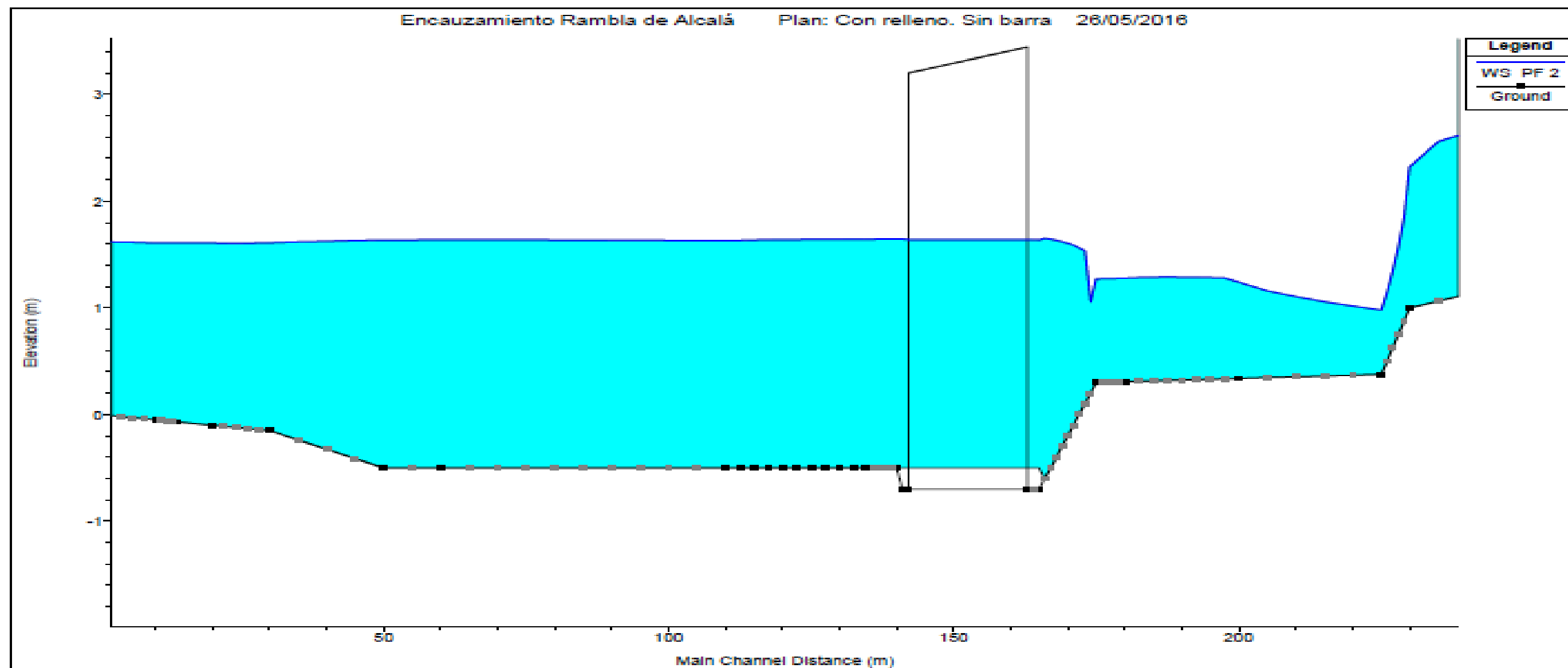


Figura 50. Alzado de zona estudiada para caso 8. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para el caso 8 las condiciones de contorno cambian, como se representa en la figura 50. Se considerará la existencia de aterramiento y que no hay barra litoral, asumiendo que se han producido caudales menores a 210 m³/s y mayores a 111 m³/s, permitiendo entonces el aterramiento de sedimentos y eliminando la barra litoral. Se estudia un caudal $Q = 132 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente al periodo de retorno $T = 25$ años.

6.2.8.1. Capacidad hidráulica

En este caso, se considera que puede haber una mayor elevación de la superficie de agua, debido al aterramiento de sedimentos.

La cota de lámina de agua máxima bajo el puente es de 1,64 m (ver figura 51). El punto más bajo del tablero a 2,55 m sobre la solera, la cual está a cota -0,7 m, dejando entonces un resguardo de 0,21 m. Se trata de un resguardo suficiente para evitar el empuje del fluido contra el tablero del puente, como se observa en las figuras 53 y 54.

6.2.8.2. Tensiones tangenciales

No se consideran relevantes los efectos de las tensiones tangenciales en este caso, ya que las tensiones máximas alcanzan un valor de 150,33 N/m² (ver figura 52) y se producen en la sección 225, que se encuentra revestida con escollera recebada, por lo que serán resistidas por el revestimiento propuesto.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m ²)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.50	0.99	0.37	1.14	0.000424	1.71	58.51	39.16	0.45	5.78
Actual	163	PF 2	132.00	-0.50	1.64	0.55	1.77	0.000233	1.58	83.77	39.16	0.34	4.40
Actual	150	Bridge											
Actual	142	PF 1	100.00	-0.50	0.99	0.36	1.13	0.000410	1.68	59.60	40.00	0.44	5.57
Actual	142	PF 2	132.00	-0.50	1.64	0.54	1.76	0.000223	1.54	85.56	40.00	0.34	4.22

Figura 51. Caso 8: resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	225	PF 1	100.00	0.37	0.85	1.25	2.35	0.032663	5.43	18.42	38.60	2.51	149.16
Actual	225	PF 2	132.00	0.37	0.98	1.43	2.61	0.026177	5.66	23.31	38.60	2.33	150.33

Figura 52. Caso 8: sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

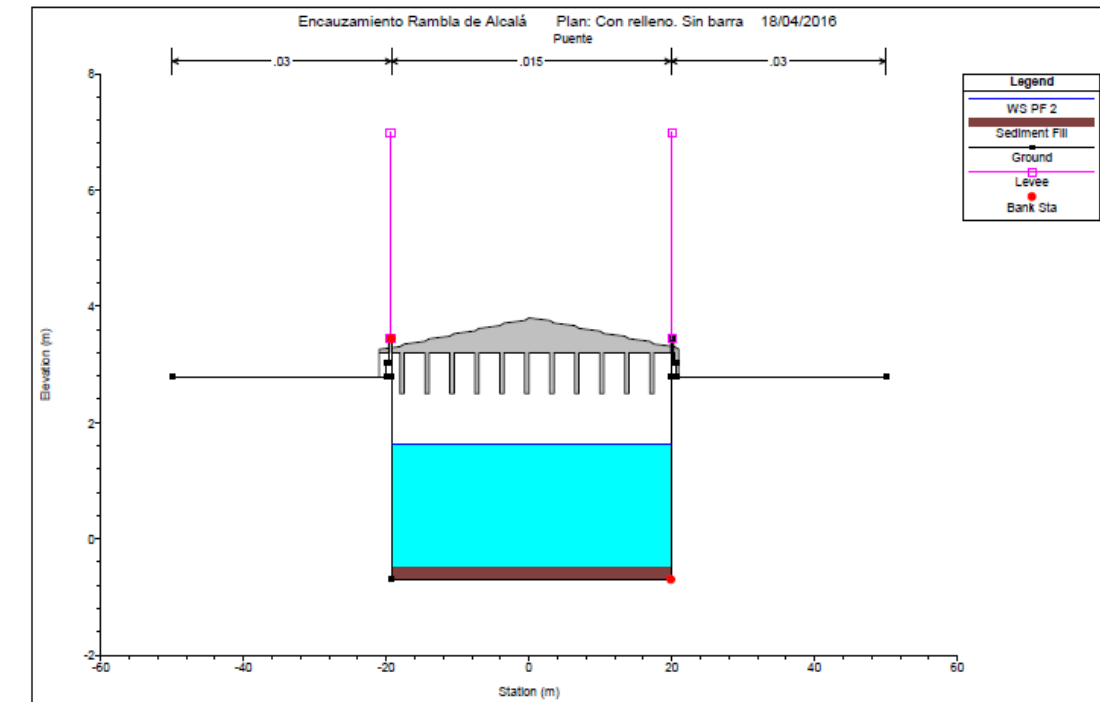


Figura 53. Sección transversal puente para el caso 8. Elaboración propia con HEC-RAS.

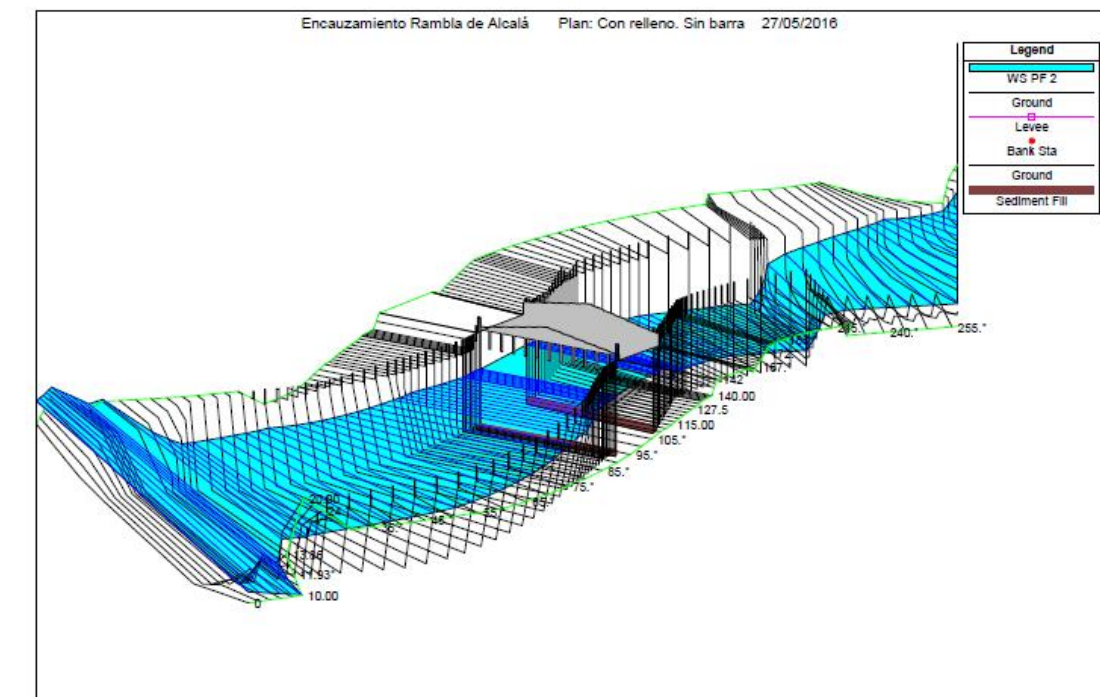


Figura 54. Perspectiva situación puente para el caso 8. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.2.9. Caso 9

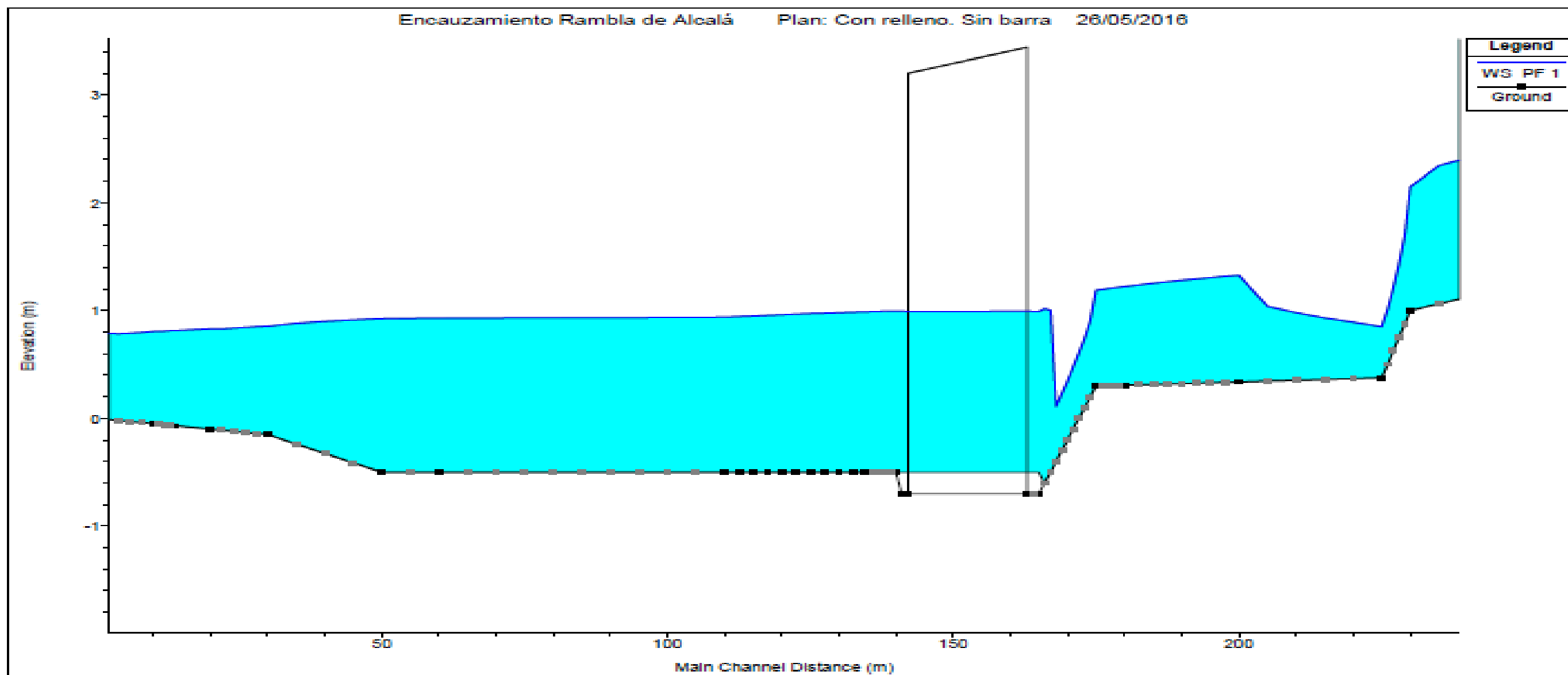


Figura 55. Alzado de zona estudiada para caso 9. Elaboración propia con HEC-RAS.

Para este caso se estudia un caudal $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ con las mismas condiciones de aterramiento y barra litoral del caso anterior, como se observa en la figura 55. Para verificar si con un caudal menor, la cota de superficie de agua aumenta.

6.2.9.1. Comprobación hidráulica

La cota de lámina de agua máxima bajo el puente es de 0,99 m (ver figura 56), con el punto más bajo del tablero a 2,55 m sobre la solera, la cual está a cota -0,7m, dejando entonces un resguardo de 0,86 m. Por lo que se observa en las figuras 58 y 59, este caso es menos desfavorable que al anterior.

6.2.9.2. Tensiones tangenciales

La tensión tangencial máxima en este caso es menor al anterior (ver figura 57), por lo que se puede concluir que las afecciones posibles consideradas para el caso 9 se encuentran incluidas, de manera implícita, en el caso 8.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m2)
Actual	163	PF 1	100.00	-0.50	0.99	0.37	1.14	0.000424	1.71	58.51	39.16	0.45	5.78
Actual	163	PF 2	132.00	-0.50	1.64	0.55	1.77	0.000233	1.58	83.77	39.16	0.34	4.40
Actual	150	Bridge											
Actual	142	PF 1	100.00	-0.50	0.99	0.36	1.13	0.000410	1.68	59.60	40.00	0.44	5.57
Actual	142	PF 2	132.00	-0.50	1.64	0.54	1.76	0.000223	1.54	85.56	40.00	0.34	4.22

Figura 56. Caso 9: resultados HEC-RAS en sección puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Actual	225	PF 1	100.00	0.37	0.85	1.25	2.35	0.032563	5.43	18.42	38.60	2.51	149.16
Actual	225	PF 2	132.00	0.37	0.98	1.43	2.61	0.025177	5.66	23.31	38.60	2.33	150.33

Figura 57. Caso 9: sección máxima tensión tangencial. Elaboración propia con HEC-RAS.

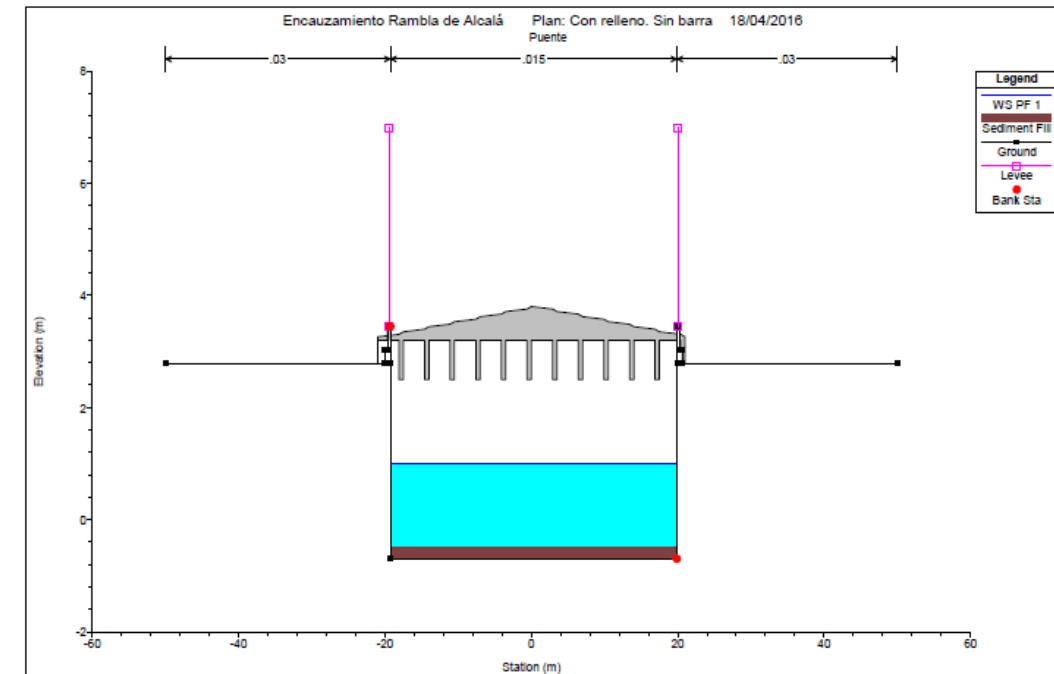


Figura 58. Sección transversal puente para el caso 9. Elaboración propia con HEC-RAS.

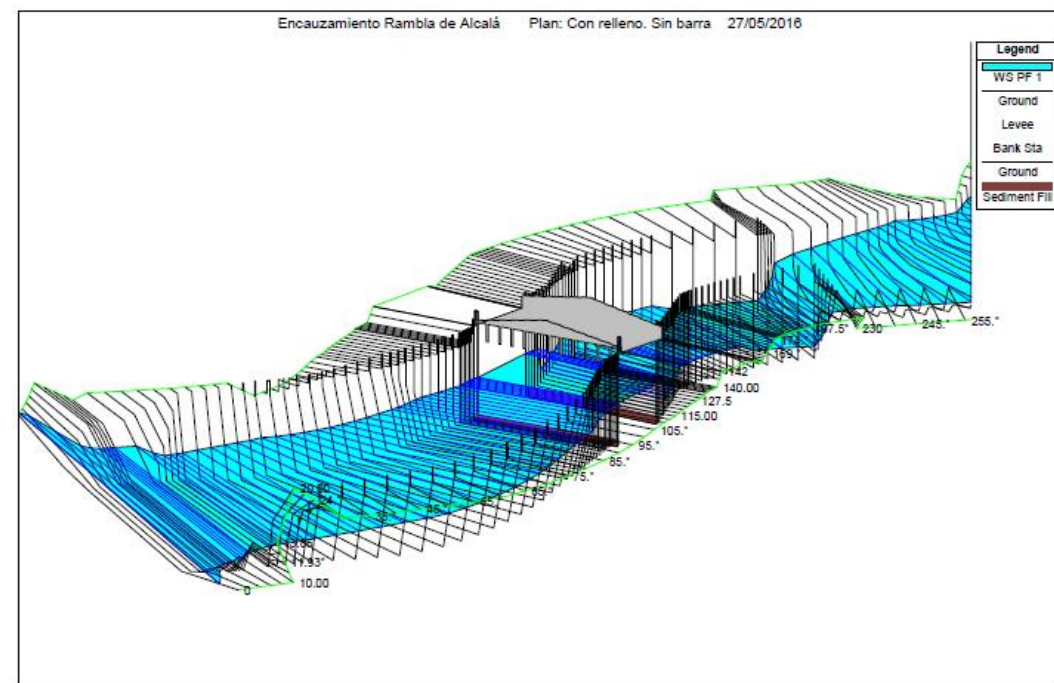


Figura 59. Perspectiva situación puente para el caso 9. Elaboración propia con HEC-RAS.

6.3. Análisis general de resultados

Las condiciones de contorno y los posibles escenarios en el encauzamiento fueron introducidos en el modelo hidráulico realizado en la herramienta informática. Se obtuvieron como resultados los expuestos en la tabla de resumen 6.

Tabla 6. Resultados de tensión máxima y cota lámina libre del modelo hidráulico.

Caso	Aterramiento	Barra litoral	Caudal (m³/s)	Nivel del mar (msnm)	Tensión máxima (N/m²)	Cota lámina de agua bajo puente (m.s.n.m.)
1	NO	SÍ	100	0,8	305,72 (S.13.86)	1,59
2	SÍ	SÍ	100	0,8	305,72 (S.13.86)	1,58
3	SÍ	SÍ	50	0,8	207,55 (S.14.43)	1,31
4	NO	NO	615	1,89	920,05 (S.134.5)	1,25
5	NO	NO	310	1,74	677,99 (S.134.5)	0,47
6	NO	NO	132	1,62	150,33 (S.225)	1,66
7	NO	NO	100	0,8	149,25 (S.225)	1,03
8	SÍ	NO	132	1,62	150,33 (S.225)	1,64
9	SÍ	NO	100	0,8	149,25 (S.225)	0,99

PF1: Caudal 100 m³/s

PF2: Caudal 132 m³/s

PF3: Caudal 310 m³/s

PF4: Caudal 615 m³/s

PF5: Caudal 50 m³/s

Al elaborar la tabla resumen de resultados, fueron destacables las tensiones máximas para los casos 4 y 5, puesto que alcanzan unos valores muy elevados. Se ha decidido, por tanto, estudiarlos detalladamente.

Revisando los resultados gráficos proporcionados por la herramienta informática, que pueden consultarse en las figuras 60 y 61, se observa que se producen posibles resaltos hidráulicos en estas secciones, por lo que se consideran estos valores incorrectos y se calculan con métodos adicionales, como se explicó en el apartado 3.

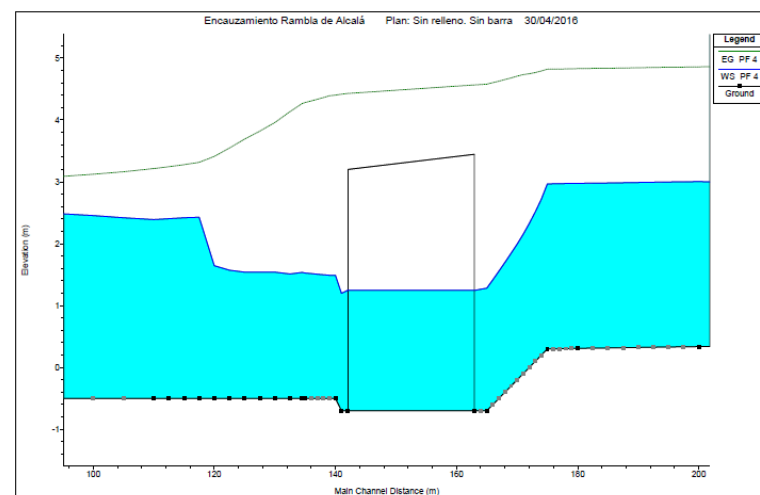


Figura 60. Detalle resalto hidráulico caso 4. Elaboración propia con HEC-RAS.

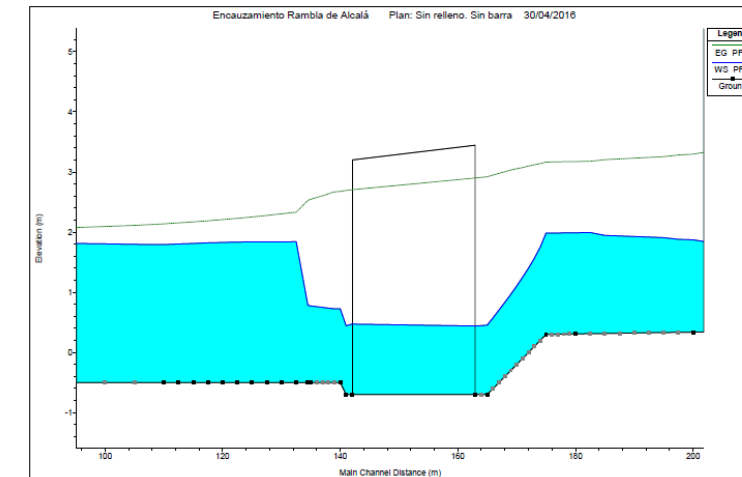


Figura 61. Detalle resalto hidráulico caso 5. Elaboración propia con HEC-RAS.

En primer lugar, debe obtenerse la velocidad media del flujo en esta sección, para proceder a calcular las tensiones reales actuantes en estas secciones.

- Caso 4:
 - o Velocidad media: 7,32 m/s
 - o Radio hidráulico: 1,906 m⁻¹
 - o Diámetro medio de escollera: 0,8 m
 - o Densidad de fluido: 1000 kg/m³

Puede observarse la situación del encauzamiento para el caso 4 en las figuras 62 y 63.

- Caso 5:
 - o Velocidad media: 5,85 m/s
 - o Radio hidráulico: 1,245 m⁻¹
 - o Diámetro medio de escollera: 0,8 m
 - o Densidad de fluido: 1000 kg/m³

Puede observarse la situación del encauzamiento para el caso 5 en las figuras 64 y 65.

Con las ecuaciones de Bathurst se podrá obtener el valor de la tensión en la sección estudiada.

$$\frac{u}{u_*} = 8,3 \left(\frac{R_H}{D_m} \right)^{1/6} \text{ con unidades en el Sistema Internacional}$$

$$\tau_o = (u_*)^2 \rho \text{ con unidades en el Sistema Internacional}$$

Despejando de la primera ecuación, se averiguará el valor de u^* (velocidad de corte) para cada caso:

- Caso 4:
 - o $u^* = 0,763 \text{ m/s}$
 - o $\tau_o = 582,169 \text{ N/m}^2$
- Caso 5:
 - o $u^* = 0,655 \text{ m/s}$
 - o $\tau_o = 429,025 \text{ N/m}^2$

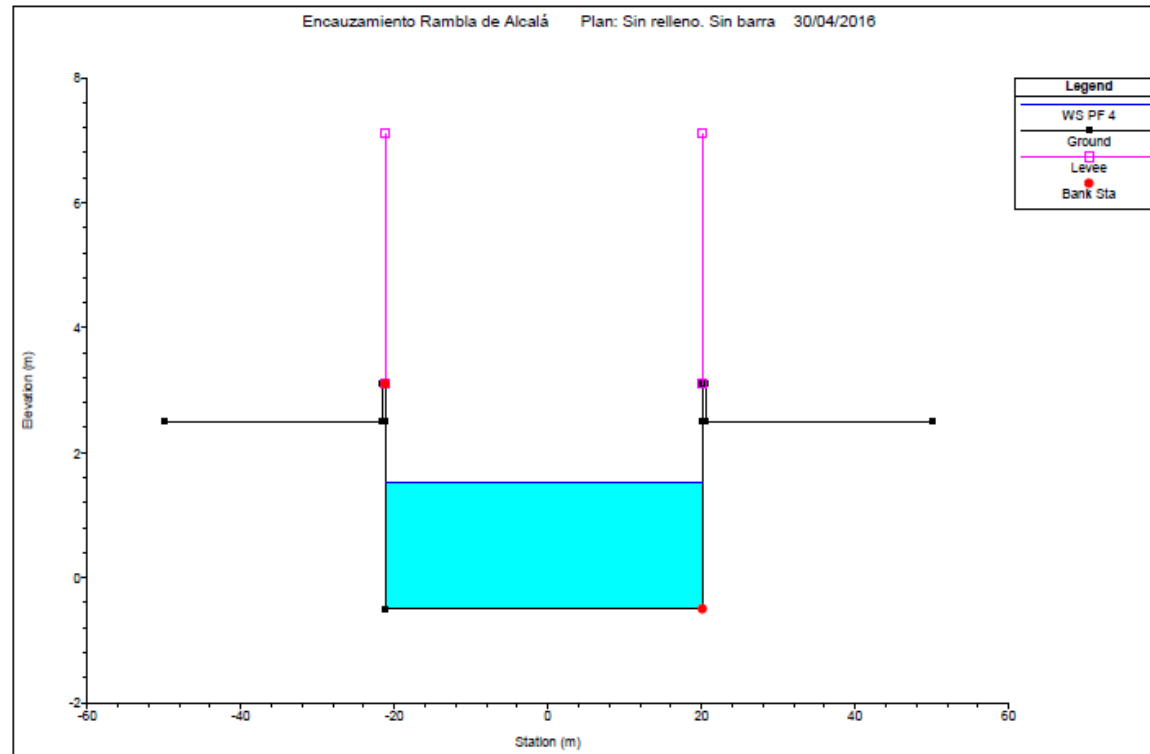


Figura 62. Sección 134,5 para el caso 4. Elaboración propia con HEC-RAS.

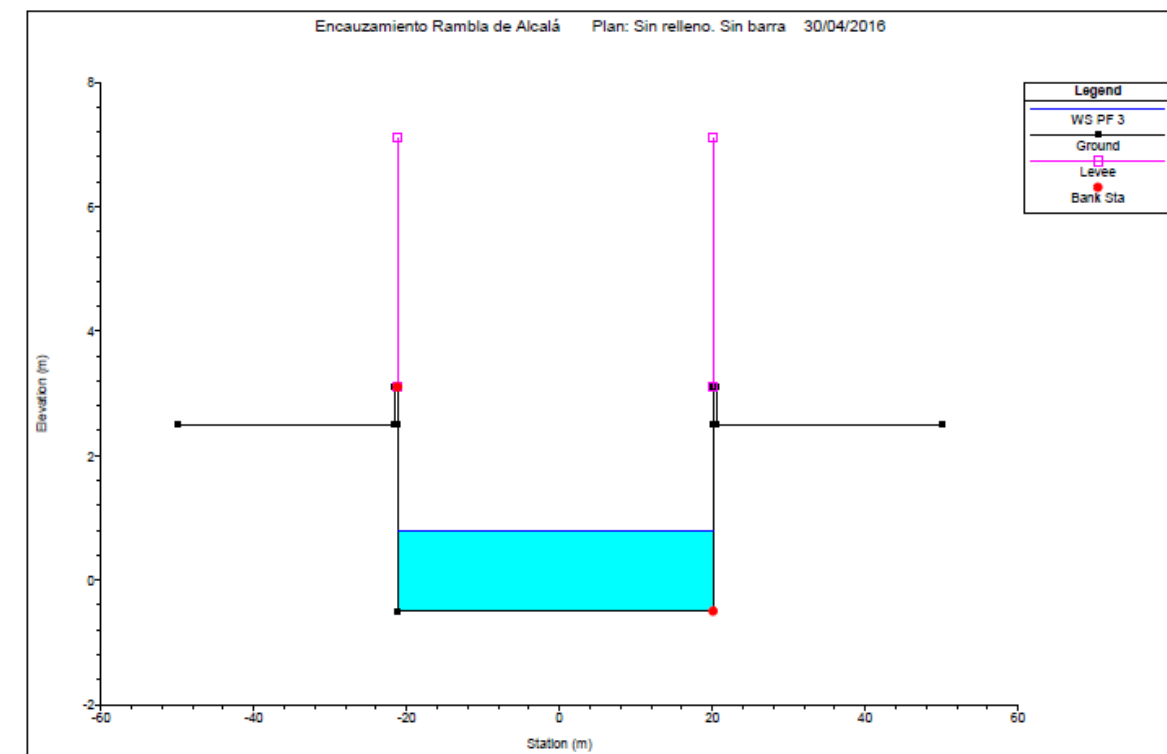


Figura 64. Sección 134,5 para el caso 5. Elaboración propia con HEC-RAS.

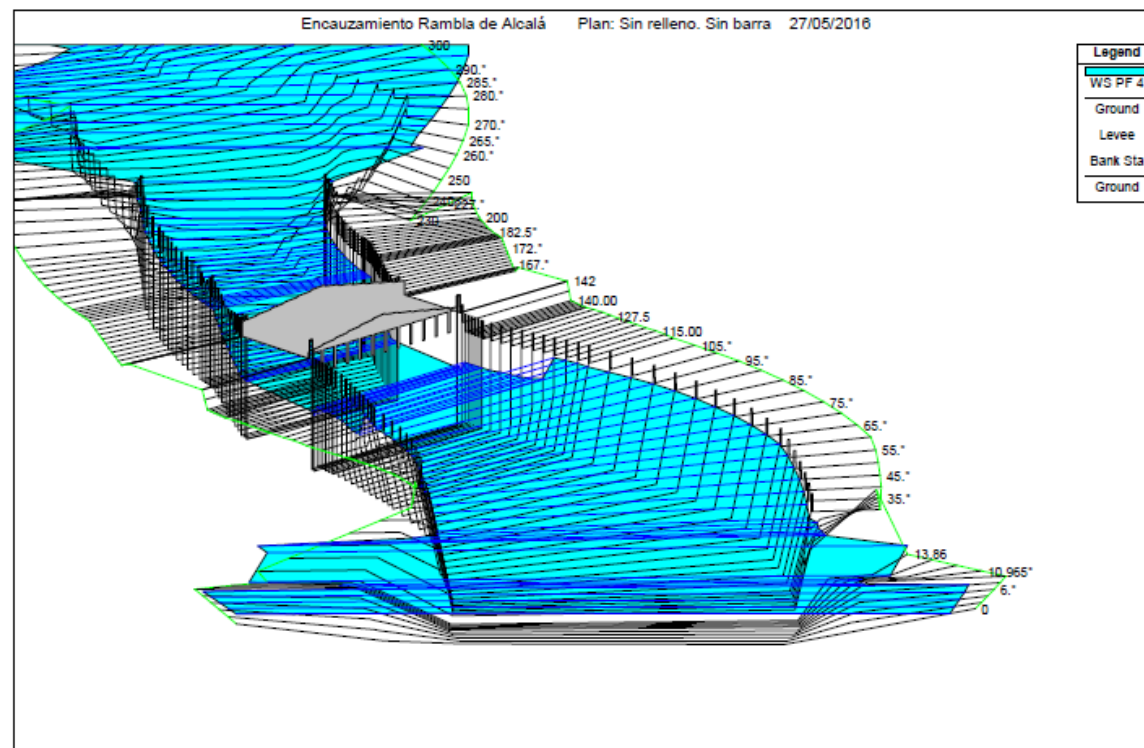


Figura 63. Perspectiva 3D caso 4 bajo puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

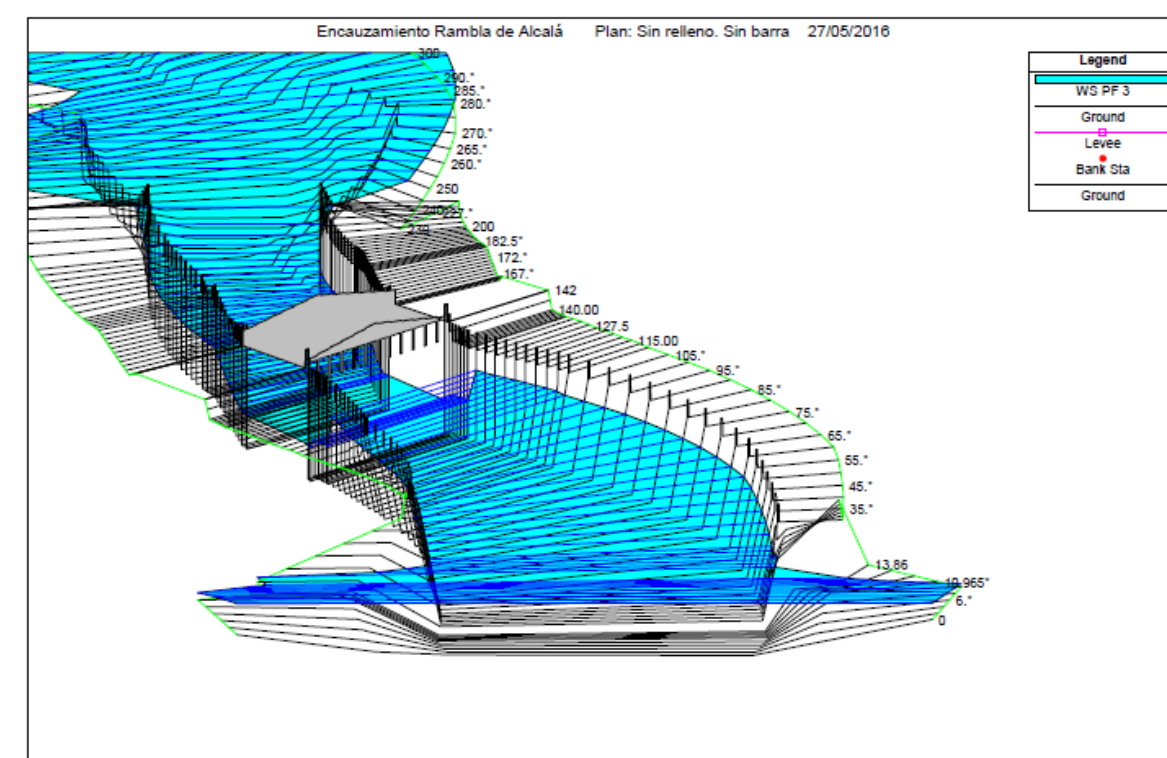


Figura 65. Perspectiva 3D caso 5 bajo puente. Elaboración propia con HEC-RAS.

Con los nuevos valores de tensión tangencial para estos dos casos (caso 4 y 5) calculados en detalle, se elabora una nueva tabla (ver tabla 7), exponiendo los valores correctos de tensión tangencial.

Se verifica ahora la resistencia del revestimiento con los valores reales obtenidos para las secciones más desfavorables del caso 4 y caso 5. Estos valores se encuentran en la sección 134.5, donde el revestimiento propuesto es de escollera vertida de diámetro 0,8 m. Presenta una tensión crítica de 627 N/m², por lo que se considera que resiste las tensiones actuantes.

Tabla 7. Resultados modificados de tensión máxima y cota lámina libre del modelo hidráulico.

Caso	Aterramiento	Barra litoral	Caudal (m ³ /s)	Nivel del mar (msnm)	Tensión máxima (N/m ²)	Cota lámina de agua bajo puente (msnm)
1	NO	SÍ	100	0,8	305,72 (S.13.86)	1,59
2	SÍ	SÍ	100	0,8	305,72 (S.13.86)	1,58
3	SÍ	SÍ	50	0,8	207,55 (S.14.43)	1,31
4	NO	NO	615	1,89	582,169 (S.134.5)	1,25
5	NO	NO	310	1,74	429,025 (S.134.5)	0,47
6	NO	NO	132	1,62	150,33 (S.225)	1,66
7	NO	NO	100	0,8	149,25 (S.225)	1,03
8	SÍ	NO	132	1,62	150,33 (S.225)	1,64
9	SÍ	NO	100	0,8	149,25 (S.225)	0,99

PF1: Caudal 100 m³/s

PF2: Caudal 132 m³/s

PF3: Caudal 310 m³/s

PF4: Caudal 615 m³/s

PF5: Caudal 50 m³/s

6.4. Resumen de resultados

De todos los casos estudiados, se pueden resumir a 3 los más restrictivos, que abarcan las situaciones más desfavorables de capacidad hidráulica y tensiones tangenciales. Por lo tanto, se estarán considerando todos los escenarios necesarios para la comprobación de funcionalidad de la obra y el cumplimiento de la normativa.

En la tabla 8 se observa que se han escogido los casos contemplados en la normativa, coincidentes con los más restrictivos en cuanto a tensiones tangenciales, junto con otro caso, considerado más limitante respecto a la capacidad hidráulica que los indicados en la norma, al tener una mayor cota de lámina de agua bajo la estructura.

Se comprueba para todos los casos el cumplimiento de resistencia para tensiones tangenciales, se verifica el resguardo mínimo indicado por la normativa aplicada y que no se produce contacto del fluido con la estructura en el caso más desfavorable para capacidad hidráulica.

Tabla 8. Resumen de los casos estudiados.

Caso	Caudal (m ³ /s)	Tensión máxima (N/m ²)	Tensión crítica (N/m ²)	Cota lámina de agua bajo puente	Resguardo mínimo según normativa	Resguardo bajo tablero
4	615	582,169 (S.134.5)	627,06	1.25 msnm	1 m	1,01 m
5	310	429,025 (S.134.5)	627,06	0.47 msnm	1,5 m	1,79 m
6	132	150,33 (S.225)	>1000	1.66 msnm	No aplica	0,19 m

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente anejo se ha estudiado el encauzamiento realizado en la Rambla de Alcalá y su posible interacción con la obra proyectada sobre este, modelizando en la herramienta HEC-RAS el encauzamiento y el puente proyectado. Posteriormente, se han analizado los resultados obtenidos y calculado detalladamente, con métodos adicionales, algunos valores para verificar su resultado.

Se pudo verificar para la avenida correspondiente al periodo de retorno de T = 100 años el cumplimiento de la capacidad hidráulica del encauzamiento en la extensión estudiada, comprobando que no se desborde.

Con respecto a la avenida de periodo de retorno T = 500 años, se comprobó la resistencia de los revestimientos propuestos para el encauzamiento, evitando la erosión de las márgenes del encauzamiento bajo la estructura. No es necesario comprobar socavación de pilares o estribos, ya que la subestructura del puente construido no se encuentra ubicada dentro del encauzamiento.

Se comprueba el cumplimiento de los resguardos mínimos indicados por la Norma 5.2 IC entre intradós del tablero y la lámina de agua bajo este, al obtener una distancia mayor de 1,5 m para la avenida de periodo de retorno T = 100 años y mayor a 1 m para la de T = 500 años.

Adicionalmente, se verifica que no se produce ningún contacto del fluido con el tablero del puente, para los casos de menores caudales, donde se produce una mayor elevación de la cota de superficie de agua. Por lo tanto, no se presentará la situación de empuje lateral del fluido sobre el puente. Aun así, es recomendable realizar regularmente actuaciones de mantenimiento del encauzamiento, con el fin de evitar acumulaciones de sedimentos y crecimiento de flora que puedan cambiar las condiciones hidrodinámicas del mismo.

El estudio hidráulico de la desembocadura de la Rambla de Alcalá da como resultado una respuesta adecuada del encauzamiento, tanto en capacidad hidráulica como en resistencia de tensiones, en la zona estudiada (desde el PK 0+000 hasta PK 0+250). Por los resultados obtenidos en el amplio abanico de caudales analizados, se considera que no se producirán daños en la subestructura o superestructura de la obra proyectada en el PK 0+150, reconociendo la viabilidad de la obra proyectada según la normativa de aplicación.

8. REFERENCIAS

Para la elaboración de este anejo se han consultado los siguientes documentos:

- España. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras (2016). *Norma 5.2 IC "Drenaje Superficial" de la Instrucción de Carreteras*. Madrid.
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1989). *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*. United States Geological Survey Water-supply Paper 2339. Estados Unidos de América: United States Government Printing Office.
- CHOW, V.T. (1959). *Open-channel hydraulics*. Nueva York: McGraw-Hill.
- GUINART GÓMEZ, M. y FERNÁNDEZ DE VILLALTA, E. (2011). *Estudio de Integración Paisajística del Plan Especial de accesos al Sector 9 "Palmar"*. Benicarló: Pisan.
- Ayuntamiento de Benicarló. *Ajuntament de Benicarló EIP PE N-340 Benicarló*. Consultado en la página web <https://www.ajuntamentdebenicarlo.org/r2h/files/10536.pdf>.
- GARCÍA, C y BATALLA, R. (2000). "Cálculo de la tensión de corte a partir de los perfiles de velocidad en un río de gravas" en *Ingeniería del agua*. Vol 7, Núm. 3, p. 237 -242.