

INDICE

Página

Página

1.- ESTUDIO HIDRÁULICO.....	1
2.- CONCLUSIONES DEL ESTUDIO	1
2.1.- Definición global de la solución finalmente propuesta	1
2.2.- Conclusiones y recomendaciones	1

DOCUMENTO 1.- Estudio hidráulico del proyecto vigente

DOCUMENTO 2.- Nuevo estudio hidráulico UPV

DOCUMENTO 3.- Adenda al Nuevo estudio hidráulico UPV

1.- ESTUDIO HIDRÁULICO

En el proyecto vigente figura como anejo 7 a la memoria un estudio hidráulico realizado en el año 2002 el cual sirvió de base para la confección del proyecto redactado en aquella fecha. Se acompaña como documento nº 1 dicho anejo. Dicho estudio se realizó mediante una modelación matemática unidimensional (HEC-RAS) posteriormente calibrada mediante un modelo físico a escala reducido construido al efecto. Dichos trabajos fueron realizados por el Departamento de Hidráulica de la Universidad Politécnica de Valencia.

Como quiera que, por diversas circunstancias ya expuestas en este proyecto modificado, ha sido necesario modificar la solución, se ha procedido a realizar un nuevo estudio hidráulico en el que se han incorporado tanto las condiciones de contorno no tenidas en cuenta en el estudio primitivo así como los cambios en el diseño que se han incorporado. Para ello, se ha encargado al mismo Departamento de la Universidad Politécnica de Valencia que redactó el estudio hidráulico para el proyecto primitivo la confección de un nuevo estudio hidráulico.

Dado que ya se poseían muchos datos del estudio primitivo, se ha considerado adecuado no realizar un nuevo modelo físico reducido y, como solución de compromiso, estudiar nuevamente el comportamiento hidráulico del encauzamiento mediante una modelación matemática, ahora con software más sofisticado y actualizado que el utilizado en 2002, que permite el análisis bidimensional del comportamiento hidráulico. Se ha utilizado para ello el programa informático GUAD 2D.

2.- CONCLUSIONES DEL ESTUDIO

Se transcriben a continuación las conclusiones a las que se llega analizando los resultados del nuevo estudio hidráulico efectuado.

2.1.- Definición global de la solución finalmente propuesta

Las modificaciones realizadas en el tramo del encauzamiento del Barranco de las Ovejas, desde 15 metros aguas arriba del Azud de San Gabriel hasta la desembocadura, tanto en la Fase 1 como en la Fase 2 del presente estudio, que proporcionan el perfil longitudinal representado en el Plano 1, se resumen a continuación.

- Sustitución de la escollera vertida proyectada por escollera recebada o por la escollera existente en el cauce, según se indica en la Tabla 6.
- Eliminación de los rellenos de hormigón en masa en la zona del cuenco, dejando únicamente las zapatas vistas de los muros cajeros.
- Rampas con contrapendiente de la cota -1 hasta la cota superior de las zapatas de los muros (-0.05) entre el PK 0+415.63 y el PK 0+392.63.
- Disminución del espesor de las pantallas de protección de espesor 1 m a 0.60 m, en los muros cajeros por margen izquierda aguas arriba de la C/ Paraguay.

- Estrechamiento del tramo situado debajo del puente de la C/ Paraguay (1 m por cada margen).
- Encachado de la parte superior de las zapatas de los muros que quedan visibles en todo el tramo analizado del encauzamiento (con una altura de rugosidad de 14 cm).
- Regularización de las transiciones entre las distintas tipologías de muros y sus zapatas correspondientes, a razón de 4 metros de longitud de transición por cada metro de diferencia en anchos. Dichas transiciones se dan en:
 - PK 0+392.63. Cambio muro E1 a E2 por margen derecha
 - PK 0+382.63 y PK 0+356.63. Entrada y salida del estrechamiento bajo el puente de la C/ Paraguay
 - PK 0+238.70. Cambio muro E2 a E3
 - PK 0+170.50. Fin muro E3 por margen derecha.
- Recreido de los muros cajeros aguas arriba del azud de San Gabriel, de manera que exista un resguardo de al menos un metro, respecto de la cota de la lámina de agua para el caudal de diseño.
- Modificación de la alineación del muro de nueva construcción por margen derecha, según la geometría que se define en el Plano 2, consensuada con la Dirección de Obra.
- Regularización del cambio de anchos producido por el estribo del FFCC en margen izquierda mediante una transición con pared vertical que comienza, como mínimo, 12 m aguas arriba del inicio del estribo.
- Dragado de la zona existente entre espigones a la cota de -3.5 msnm, al menos hasta el PK -282.00, y pendiente adversa hasta enlazar con el terreno real cuando éste alcanza la cota -3 msnm, aproximadamente en el PK -300.00.

2.2.- Conclusiones y recomendaciones

El funcionamiento hidráulico del tramo final del encauzamiento del Barranco de las Ovejas, desde el Azud de San Gabriel hasta la desembocadura, con las modificaciones propuestas en las fases 1 y 2 del presente estudio, es análogo al obtenido con la solución estudiada sobre modelo físico en la UPV, reflejada en su informe de 2001.

Como se puede observar en el perfil longitudinal, el régimen es generalmente lento, con pocos tramos en régimen rápido que están correctamente acotados, y que se desarrollan sobre superficies que son capaces de resistir las tensiones tangenciales que se generan.

La solución propuesta desplaza ligeramente hacia aguas abajo el resalto hidráulico del azud de entrega al mar, por lo que se aumenta el tramo protegido con escollera recebada, de 1 m de

diámetro, aguas abajo de dicho azud. La longitud total protegida ha de ser como mínimo de 15 m contados desde el pie del azud.

La sustitución de escollera vertida por recibada en la mayor parte del tramo de actuación, disminuye las profundidades de excavación necesarias en gran medida, llegando en algunos casos a reducirse en un 75%.

Los resguardos obtenidos en las tres estructuras originales, así como en la pasarela peatonal proyectada, son superiores en todo caso al medio metro, de manera que se consideran aceptables y suficientes.

El correcto funcionamiento hidráulico del encauzamiento está condicionado al mantenimiento de la plataforma entre espigones a la cota de -3.5 msnm.

Es evidente que en sucesivas avenidas de menor entidad que la correspondiente al caudal de diseño, el material arrastrado por el flujo irá depositándose en esta plataforma, aumentando la cota de la misma. Es por ello que se precisarán labores de mantenimiento para asegurar la cota proyectada.

No obstante, si se diera el caso de que pasara la avenida de diseño y la cota de la plataforma no fuera estrictamente la necesaria, de un análisis hidráulico-sedimentológico realizado para el caudal de 912 m³/s se desprende que el flujo tendría la suficiente energía como para arrastrar el material depositado¹.

Sin embargo, el dragado inicial hasta alcanzar la cota proyectada (-3,5 msnm) es imprescindible, ya que, en el caso del paso del caudal de diseño, el volumen de material existente actualmente por encima de la cota proyectada es tal que, muy probablemente, gran parte del mismo quedaría acumulado en los metros siguientes al fin de la actuación (más aún teniendo en cuenta el efecto de cierre del espigón izquierdo). Además, el escalón que dicho material produciría repercutiría de manera muy negativa en el funcionamiento hidráulico aguas arriba, sobre todo en la zona de los puentes. Como se ha indicado en el presente informe, una contrapendiente de 1,5 m de desnivel al final del tramo de actuación agota prácticamente los resguardos bajo los puentes. Por tanto, no es posible asegurar, sin el correspondiente ensayo sobre modelo físico, el correcto funcionamiento hidráulico expuesto en el presente informe para caudales iguales o inferiores al de diseño si la cota de plataforma entre espigones no es de -3,5 msnm.

¹ El material depositado considerado a efectos de este estudio es material granular, con un tamaño medio representativo igual a 0,005 m, correspondiente a las fracciones más gruesas del material existente en la zona entre espigones, según los ensayos granulométricos proporcionados.

Su tensión crítica de inicio del movimiento es de $\tau_c = 3.92 \text{ N/m}^2$, inferior a las tensiones desarrolladas por el flujo, del orden de $\tau = 8.5 \text{ N/m}^2$

DOCUMENTO 1.- Estudio hidráulico del proyecto vigente

ANEJO N° 7
ESTUDIO HIDRÁULICO



IDENTIFICACIÓN DEL DOCUMENTO:			
TÍTULO:	COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA		
CÓDIGO:	1321-PC-AX-007-HI	EDICIÓN:	1

TÍTULO DEL PROYECTO	NÚMERO:
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN "ACONDICIONAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS EN SU TRAMO FINAL (P.K. 0+457 HASTA DESEMBOCADURA) (ALICANTE)"	1321

CLIENTE:	AYUNTAMIENTO DE ALICANTE
----------	--------------------------

CONTROL DEL DISEÑO							
ED	CLASE DE MODIFICACIÓN	REDACTADO		CHEQUEADO		VERIFICADO Y APROBADO	
1	Documento base	Siglas	AVL	Siglas	JVC	Siglas	JPD
		Fecha	22/06/09	Fecha	25/06/09	Fecha	26/06/09
		Firma		Firma		Firma	
EDICIONES PREVIAS							
		Fecha		Fecha		Fecha	
		Siglas		Siglas		Siglas	

EQUIPO REDACTOR			
FUNCIÓN	NOMBRE	TITULACIÓN	SIGLAS
Jefe de Proyecto	Jorge Pacciarotti	Ing. C.C. y P.	JPD
Técnico Responsable	Adolfo Valero Llosá	Ing. C.C. y P.	AVL
Ingeniero Autor	Adolfo Valero Llosá	Ing. C.C. y P.	AVL
Delineación			

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	CAUDAL DE PROYECTO.	1
3.	METODOLOGÍA SEGUIDA.	1
4.	CARACTERÍSTICAS DE LA ESCOLLERA	2

APÉNDICE 1: PLANTA Y ALZADO DEL MODELO.

APÉNDICE 2: MODELACIÓN MATEMÁTICA Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO DEL ENCAUZAMIENTO.

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo describe el análisis, desde el punto de vista hidráulico, realizado en el barranco de las Ovejas desde el P.K. 0+457, donde se ubica el cuenco de San Gabriel, hasta su entrega al mar, siendo objeto de este anejo la caracterización del flujo que cabe esperar una vez realizadas las obras de encauzamiento. También se justificarán las soluciones adoptadas.

2. CAUDAL DE PROYECTO.

En el Plan de Emergencias contra Inundaciones en Alicante se establece el periodo de retorno de diseño para los encauzamientos de los barrancos periurbanos en T=200 años. Para ese periodo de retorno, de acuerdo con el anejo de estudio hidrológico, el caudal punta del hidrograma del tramo de la desembocadura del barranco de las Ovejas es de 912 m³/s, valor que utilizamos como dato de partida para el estudio hidráulico.

3. METODOLOGÍA SEGUIDA.

El tramo objeto del presente proyecto está actualmente encauzado. Ahora bien, este tramo se encauzó en su día para un caudal de cálculo de 730 m³/s que correspondía a un periodo de retorno de 110 años, pero que actualmente con la lluvia acaecida en Septiembre de 1997, la mayor de las tormentas registradas en Alicante, correspondería a un periodo de retorno inferior a los 100 años. Esta circunstancia, junto con la nueva premisa de adoptar como caudal de diseño el correspondiente a 200 años, hace que se deba replantear el diseño del encauzamiento actual.

El tramo presenta un comportamiento hidráulico complejo, por las muchas condiciones de contorno que envuelven el encauzamiento y por la importancia de la componente transversal del movimiento. Por ello, para su análisis se ha desarrollado un estudio en modelo reducido, elaborado por la Universidad Politécnica de Valencia, que se incluye en el apéndice 2.

El desarrollo del **modelo hidráulico reducido** se ha encaminado a tantear distintas pendientes y rugosidades de la solera para que el régimen sea en todo momento lento. Así mismo, se ha estudiado la capacidad de los últimos 80 m, zona especialmente delicada, las condiciones de desagüe a través de los puentes de la N-332 y el Ferrocarril y el diseño del cuenco amortiguador de San Gabriel.

Partiendo de la posibilidad de rebajar la solera para aumentar considerablemente la capacidad de desagüe, y la posibilidad por tanto de poder disponer una solera de escollera que al estar sumergida no dará problemas de malos olores, se encajó la solución de encauzamiento cuya modelación física corroboró los resultados iniciales que se esperaban según la modelación matemática.

4. CARACTERÍSTICAS DE LA ESCOLLERA

El dimensionamiento de la escollera fue uno de los objetivos del modelo reducido. Se dispuso la escollera tal que diera lugar a unas características adecuadas del flujo, obteniéndose las escolleras E1-0 a E1-4. Sus características y justificación se incluye en el estudio en modelo reducido del apéndice 2.

Dada la irregularidad del tramo en planta y alzado (cambios en las alineaciones y tipologías de los muros), se ha obtenido distintos tipos de escollera al desarrollar el modelo, siendo la rugosidad de la solera fundamental a la hora de controlar el flujo aguas abajo de los cambios de alineación del cajero derecho. Son los siguientes:

- E1-0: D₅₀=600 mm.
- E1-1: D₅₀=400 mm.
- E1-2: D₅₀=800 mm.
- E1-3: D₅₀=900 mm.
- E1-4: D₅₀=1500 mm.

Estas escolleras tendrán una curva granulométrica suave con las siguientes características:

$$D_{100} = 2 D_{50}$$

$$D_{50} = 2 D_{20}$$

$$D_{50} = 5 D_0$$

En la tabla siguiente se resumen los resultados obtenidos para las distintas escolleras.

Características de los distintos tipos de escollera.

	D ₁₀₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₂₀ (mm)	D ₀ (mm)
E1-0	1200	600	300	120
E1-1	800	400	200	80
E1-2	1600	800	400	160
E1-3	1800	900	450	180
E1-4	3000	1500	750	300

En todos los casos se dispondrán dos capas de escollera.

Su disposición en alzado y su distribución en planta quedan detalladas en el Apéndice 1.

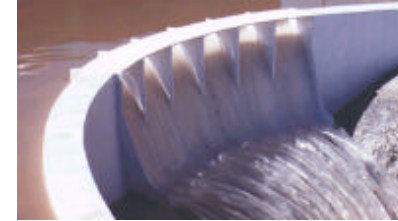
Las características de la escollera así como la de la capa de filtro granular sobre la que se dispone se establecen en el anejo de estudio geológico-geotécnico.

APÉNDICE 1: PLANTA Y ALZADO DEL MODELO.

APÉNDICE 2: MODELACIÓN MATEMÁTICA Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO DEL ENCAUZAMIENTO



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y OBRAS HIDRÁULICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE
Tel.: 96-3877613 Fax.: 96-3877618 E-mail: jffernan@hma.upv.es

**MODELACIÓN MATEMÁTICA
Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO
DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO
DEL NUEVO ENCAUZAMIENTO DEL TRAMO FINAL
Y DESEMBOCADURA DEL BARRANCO DE LAS
OVEJAS
(ALICANTE)**

AUTORES

JUAN F. FERNANDEZ BONO
Director del Estudio

FRANCISCO J. VALLÉS MORÁN

MARZO 2001

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1 OBJETIVOS.....	3
1.2 NECESIDAD DE LA UTILIZACIÓN DE MODELO FÍSICO REDUCIDO.....	3
1.3 CONTENIDO DEL PRESENTE INFORME.....	4
2. ESTUDIOS PREVIOS.....	6
2.1 ANTECEDENTES.....	6
2.1.1 Introducción.....	6
2.1.2 Caudales de diseño.....	7
3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS PARA EL CAUDAL DE DISEÑO.....	9
3.1 Análisis de la situación actual.....	11
3.2 Propuesta de Solución I.....	12
3.3 Propuesta de Solución II.....	12
3.3.1 Nuevo Azud de San Gabriel.....	14
3.3.1.1. Disipación previa de energía. Dentado del azud.....	17
3.3.1.2. Diseño y predimensionamiento.....	17
3.3.1.3. Cuenco amortiguador con umbral dentado.....	19
3.3.2 Nuevo Azud de entrega al mar.....	21
3.3.3 Pendientes longitudinales de fondo.....	22
3.3.4 Anchuras del encauzamiento.....	23
3.3.5 Escollerados de protección de tramos, rampas y estructuras.....	23
3.3.6 Pilas de los puentes.....	26
3.3.7. Diques-espigones marítimos.....	26
3.4 Conclusiones tras la modelación matemática.....	27

ÍNDICE (Cont.)

4. MODELACIÓN FÍSICA.....	28
4.1 INTRODUCCIÓN.....	28
4.2 METODOLOGÍA.....	28
4.2.1 Teoría de la Semejanza.....	28
4.2.2 Semejanza mecánica aproximada.....	29
4.2.3 Relaciones de semejanza.....	29
4.2.4 Determinación de la escala del modelo físico... ..	31
4.3 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO REDUCIDO HIDRÁULICO.....	43
4.3.1 Infraestructura del circuito hidráulico de suministro.....	43
4.3.2 Superestructura del modelo reducido.....	44
4.3.3 Sistemas de medición de las variables hidráulicas.....	46
5. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL MODELO FÍSICO DEL ENCAUZAMIENTO.....	52
5.1 INTRODUCCIÓN.....	52
5.2 CAUDALES DE ENSAYO.....	53
5.3 BLOQUE I DE ENSAYOS EN MODELO REDUCIDO..	53
5.4 BLOQUE I DE ENSAYOS EN MOD. REDUCIDO.....	55
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES.....	58

ANEJOS

ANEJO FOTOGRAFICO

ANEJO DE RESULTADOS DE ENSAYOS

1. - INTRODUCCIÓN

1.1. - OBJETIVOS.

El presente informe se engloba dentro del Convenio de Asistencia Técnica entre la Universidad Politécnica de Valencia (U.P.V.) y la empresa **Técnica y Proyectos. S.A. (TYPESA)**, y cuyo objetivo es el estudio en modelo matemático y modelo físico reducido, del diseño y comportamiento hidráulico de la obra de remodelación del actual encauzamiento del tramo final y desembocadura del **Barranco de Las Ovejas**, situado en la ciudad de **Alicante** y junto al barrio de **San Gabriel**, al sur de la ciudad. Esta obra singular se incluye en las obras de infraestructura hidráulica que se están acometiendo en el ámbito metropolitano de la ciudad de **Alicante**, para paliar los efectos de las lluvias y escorrentías extraordinarias, que periódicamente se abaten sobre el entorno de recepción de la ciudad.

Los diseños singulares estudiados teóricamente se han ensayado, completado y corregido mediante modelo físico diseñado y construido en el **Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente (D.I.H.M.A.) de la U.P.V.**

1.2. - NECESIDAD DE LA UTILIZACIÓN DE MODELO FÍSICO REDUCIDO.

Todo diseño hidráulico requiere la aplicación de la teoría y recomendaciones existentes para casos similares. Esto en obras de cierta singularidad no es suficiente y se hace imprescindible la comprobación del diseño teórico y la determinación de ciertos problemas sin solución teórica, mediante los ensayos en modelos físicos reducidos. Estos modelos se construyen en base a las leyes de semejanza mecánica aproximada para hacer posible la extrapolación de los valores de las variables físicas, obtenidas en laboratorio, a la realidad o prototipo.

En el caso que aquí nos ocupa, la obra singular que conlleva esta solución tiene por objetivo la necesidad de conseguir una nueva tipología de encauzamiento a partir de la traza del actual y con sus restricciones físicas e imposiciones urbanísticas, en condiciones de comportamiento hidráulico idóneas para el rango de caudales de funcionamiento. Las singularidades a analizar son, fundamentalmente, las siguientes:

- Asimetría en planta del encauzamiento.

- Diseño de la estructura de disipación de energía hidráulica en la cabecera del encauzamiento, que debe cambiar necesariamente la tipología respecto de la actual, adecuada al nuevo caudal punta de diseño (un 26.4 % superior), y estudio del alcance del régimen supercrítico, de la ubicación del resalto hidráulico dentro del cuenco, de los esfuerzos de impacto y de las ondas superficiales (que pueden transmitirse hacia aguas abajo y alcanzar el tablero del puente de la **calle Paraguay**).
- Comprobación del adecuado comportamiento de los escolleros de protección obtenidos mediante las fórmulas de arrastre utilizadas en los modelos matemáticos para determinar el tamaño representativo del material del lecho.
- Influencia de las pilas (forma y alineación con el flujo) y cota inferior de tableros, de los puentes de la **carretera nacional N-332 y del ferrocarril Alicante -Murcia**, en las condiciones de desagüe (generales y localizadas).
- Influencia de la tipología, cota de coronación y ubicación del azud sumergido de retención del escollero y estabilización de la pendiente de fondo, en el comportamiento hidráulico del flujo tras el escalón que induce en el perfil longitudinal. Análisis de la disipación de energía y evolución de las ondas superficiales hacia aguas abajo.
- Efectos de contracción (y consiguiente remanso) del flujo que genera la alineación del espigón de la margen izquierda, en la capacidad de desagüe de los vanos de los puentes más cercanos a dicha margen.

El análisis de todos estos aspectos de comportamiento hidráulico se ha llevado a cabo inicialmente mediante la utilización, en lo posible, de las metodologías y recomendaciones más recientes basadas en los fenómenos hidráulicos en lámina libre, pero dada la singularidad de la obra, el ensayo en modelo físico reducido resulta imprescindible para su verificación, así como para asegurar el correcto funcionamiento del prototipo con la tipología estructural propuesta y de acuerdo con las condiciones de contorno hidráulicas y geométricas estrictas impuestas por el urbanismo existente.

1.3. - CONTENIDO DEL PRESENTE INFORME

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, el presente informe se encuentra estructurado de la siguiente forma:

La primera parte trata de los estudios previos realizados y/o recopilados que han servido para la determinación de la situación actual del encauzamiento que se pretende re-diseñar, así como la influencia de obras singulares actualmente existentes aguas arriba (azud de **San Gabriel**) y aguas abajo de aquél (azud-tajamar, puentes de carretera y ferrocarril, espigones) en los niveles esperados en la zona del encauzamiento al paso del caudal de diseño.

Determinada la influencia de las condiciones de contorno geométricas e hidráulicas, se realizan los estudios teóricos conducentes a la propuesta de diseño hidráulico del encauzamiento, de acuerdo con la teoría general y recomendaciones existentes. Debido a la singularidad del problema, así como la tridimensionalidad de los flujos circulantes y su interferencia con las estructuras insertas (o a insertar) en el cauce, este diseño propuesto debe comprobarse reproduciendo los distintos casos de funcionamiento hidráulico en un sistema físico semejante geoméricamente al propuesto y en condiciones de funcionamiento científicamente extrapolables a la realidad o prototipo.

Por todo ello seguidamente se lleva a cabo la determinación de la escala geométrica más adecuada al diseño y ensayos propuestos, combinando las necesidades técnicas para minimizar los efectos de escala con las limitaciones del laboratorio por razones de disponibilidad de espacio y capacidad de suministro de caudales al modelo.

Seguidamente se describen los diferentes procesos constructivos del modelo físico, que se han realizado en las instalaciones del **Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas del D.I.H.M.A. de la U.P.V.**, y la instrumentación de los mismos mediante dispositivos auxiliares de medida así como los ensayos efectuados sobre aquellos para los caudales máximos de diseño.

Posteriormente, se resumen los resultados de los ensayos efectuados sobre el modelo para los distintos caudales de interés (entre ellos el caudal de diseño) con las disposiciones finales de las modificaciones efectuadas sobre la solución teórica, extrayéndose las conclusiones y recomendaciones finales de los estudios, que han servido de base para la optimización del funcionamiento esperado en la futura obra (prototipo).

2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1.- ANTECEDENTES.

2.1.1.- Introducción.

La obra de encauzamiento que aquí se estudia se localiza dentro de las obras de infraestructura hidráulica que se están acometiendo en el ámbito metropolitano de la ciudad de **Alicante**, para paliar los efectos de las lluvias y escorrentías extraordinarias, reestructurando aquella para su adaptación a las escorrentías (urbanas y no urbanas) provenientes de las zonas de influencia del tramo final de cauce en cuestión.

La localización y descripción de las cuencas vertientes, clave para la estimación del caudal de diseño del nuevo encauzamiento propuesto, se ha extraído del Informe "*Estimación de Hidrogramas Máximos de Crecida en el Barranco de las Ovejas (Alicante)*" realizado por el **D.I.H.M.A. de la U.P.V.** en 1999.

Siguiendo el citado Informe, existen una serie de condicionantes de todo tipo (topográfico, urbanísticos, de servicios) que van a afectar a los procesos de generación, laminación y transmisión de escorrentías extraordinarias y, por tanto, van a determinar las características de la solución de encauzamiento propuesta:

- La cuenca del **barranco de Las Ovejas** se localiza en la provincia de **Alicante**, entre el sistema hidrológico de los **barrancos Juncaret-Orgegia-La Albufereta**, al Norte, y la unidad hidrológica del **barranco del Agua Amarga**, al sur.
- El sistema hidrológico del **barranco de Las Ovejas** incluye un conjunto de subcuencas naturales que reciben los nombres de las principales vías de drenaje: **barranco de La Zarza**, **barranco Blanco**, **barranco de Pepior**, **la Rambla Rambuchar**, la zona semiendorreica del **Pla-La Cañada** y el tramo final, con el nombre de **barranco de Las Ovejas**. Se trata de una cuenca hidrológica claramente erosiva, con pendientes longitudinales medias superiores al 3%, lo que, unido a las limitadas condiciones de los suelos, normalmente descarnados de vegetación, para el almacenamiento y retención del agua de lluvia, condiciona una cuenca propicia a grandes escurrimientos.
- A estas características naturales favorables a las grandes avenidas hay que añadir la intensa actividad humana, que en los últimos años no sólo está empeorando las condiciones hidrológicas naturales, sino que además está alterando los sistemas hidrológicos vecinos y el que nos ocupa, recogiendo de

forma artificial las escorrentías que antaño eran propias de otras cuencas (cuena del torrente de San Vicente del Raspeig, cuena urbana del Noroeste de la ciudad de Alicante captada por el colector de Vía Parque) con lo que se aumenta el peligro de esta cuena a costa de aliviar a las demás.

- En cuanto a la estimación de los umbrales de escorrentía, en el citado Informe se consideran para el parámetro P_0 de referencia ponderado final, valores que oscilan entre un mínimo de 15 mm. en la parte correspondiente de la cuena de San Vicente del Raspeig, y un máximo de 28 mm. en el tramo final del barranco de Las Ovejas, con un valor promedio para toda la cuena vertiente de 21.5 mm.

2.1.2.- Caudales de diseño.

Con todos estos condicionantes, y de cara a los cálculos hidrológicos, la cuena se conceptualiza en subcuencas rurales (naturales) y urbanas (artificiales), el modelo de pérdidas se basa en el método del Soil Conservation Service con los valores estimados del parámetro P_0 , el modelo de lluvia-escorrentía se basa en la formulación del hidrograma unitario geomorfológico para las cuencas naturales y un hidrograma unitario triangular para las cuencas urbanas. Asimismo, el análisis estadístico de máximas intensidades de lluvia, se basa en una muestra de 438 episodios lluviosos ocurridos en la ciudad de Alicante que cubren el periodo 1925-1997 (incluyendo el suceso de octubre de 1997) y que se analizan mediante la distribución de probabilidad teórica de cuatro parámetros TCEV.

Los chaparrones teóricos sintetizan en sendos hietogramas únicos, los valores históricos más desfavorables para las distintas duraciones analizadas.

Finalmente, los datos geomorfológicos de las cuencas generadoras de escorrentías, el modelo de abstracciones hidrológicas, el modelo de transformación lluvia-escorrentía y los hietogramas de diseño para los distintos periodos de retorno considerados (50, 100 y 200 años) se introducen en el modelo hidrológico pseudo-distribuido HEC-HMS, obteniéndose los correspondientes hidrogramas de diseño en la cabecera de la zona de actuación, cuyos caudales punta se reproducen en la tabla siguiente:

PERIODO DE RETORNO (Años)	CAUDAL (m ³ /s)
50	573
100	734
200	912

TABLA N°1

Por otra parte, en el estudio “Obras de Emergencia para la defensa frente a las inundaciones en Alicante”, realizado por TYP SA en 1997, se establece que el periodo de retorno de diseño del nuevo encauzamiento del barranco de Las Ovejas sea de 200 años. A esta conclusión se llega aduciendo seguir las directrices para el desarrollo de actuaciones en materia de defensa contra avenidas (art. 54 del Plan Hidrológico del Júcar) según las cuales se califica las obras de encauzamiento de los barrancos en cuestión, como cauces excavados en un llano de inundación que afecta zonas urbanas o semiurbanas (para los que el periodo de retorno de diseño recomendado está entre 100 y 250 años).

Así pues, si tomamos de la Tabla 1 anterior, el caudal de 200 años de periodo de retorno como caudal de diseño, es decir, 912 m³/s, y lo comparamos con el caudal máximo de diseño del actual encauzamiento, de valor 720 m³/s (100 años de periodo de retorno), extraído del “Proyecto de Encauzamiento del Barranco de Las Ovejas” realizado por la Consellería d’Obres Públiques, Urbanisme y transports de la Generalitat Valenciana (COPUT de la GV) en 1988, se concluye que:

LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL TRAMO FINAL DEL ENCAUZAMIENTO ACTUAL DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS RESULTA NETAMENTE INSUFICIENTE PARA LA AVENIDA DE DISEÑO DE 200 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.

por lo que, ante la previsión en tal caso, de desbordamientos generalizados en una zona urbana asentada,

SE REQUIERE LLEVAR A CABO LOS ESTUDIOS HIDRÁULICOS NECESARIOS PARA LA REMODELACIÓN DEL CITADO TRAMO FINAL Y DESEMBOCADURA, CON LA FINALIDAD DE AUMENTAR LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL MISMO HASTA PERMITIR EL TRÁNSITO SEGURO DEL NUEVO CAUDAL DE DISEÑO, ESTABLECIDO EN 912 m³/s.

3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS PARA EL CAUDAL DE DISEÑO.

3.1.- ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL.

Partiremos de los datos actuales del encauzamiento, obtenidos a partir de los trabajos topográficos y de batimetría realizados al efecto por TYP SA y suministrados al equipo redactor del presente informe. La figura 1 muestra el perfil resultante del citado trabajo de campo.

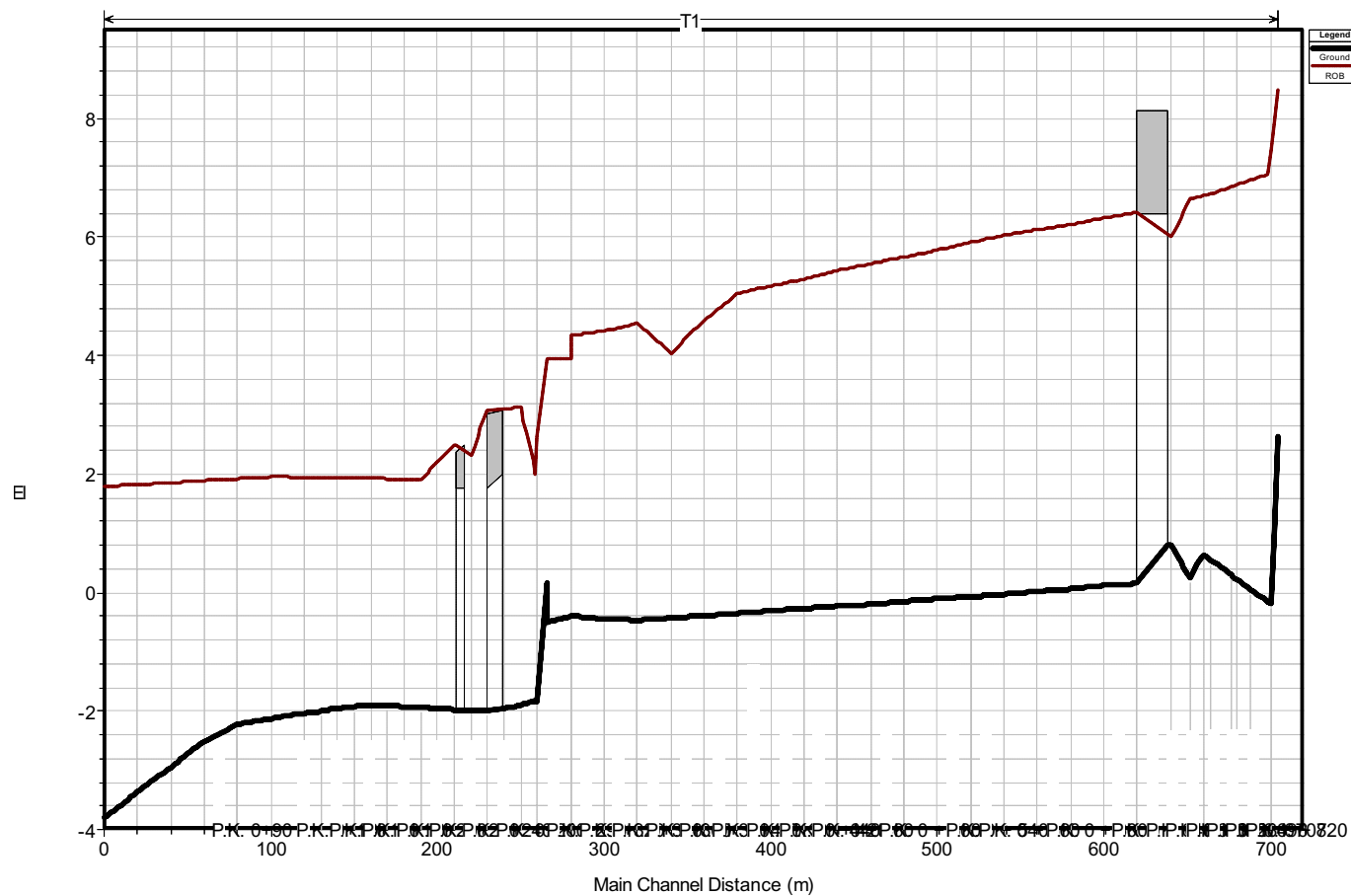


Figura 1. Perfil longitudinal a partir de trabajos de campo

Con esta información, complementada con la visita a la obra para depurar y completar los datos suministrados, se ha simulado el comportamiento del encauzamiento actual para los caudales de diseño existente ($720 \text{ m}^3/\text{s}$) y propuesto ($912 \text{ m}^3/\text{s}$), con lo que se llega a la situación representada en la figura 2.

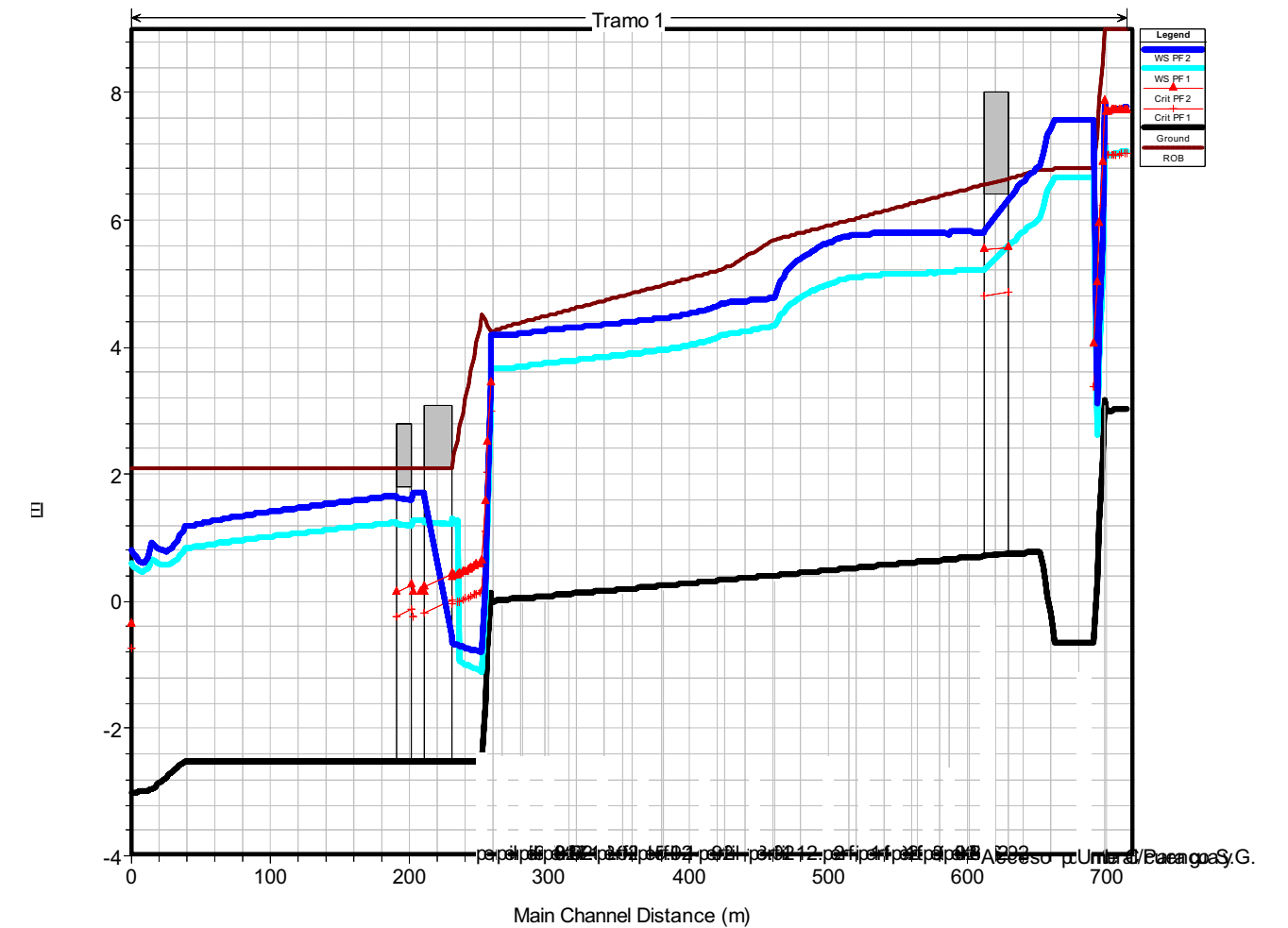


Figura 2. Perfil longitudinal de la situación actual regularizada. Caudales de diseño actual ($720 \text{ m}^3/\text{s}$) y propuesto ($912 \text{ m}^3/\text{s}$).

En esta primera simulación se aprecia que el actual encauzamiento presentaría problemas de capacidad en la cabecera del tramo final considerado, y en los puentes de la calle Paraguay y del ferrocarril, aún sin considerar el esviaje de las pilas de este último puente y las de la carretera nacional que, además de disminuir la sección de paso efectiva, generarán perturbaciones superficiales que aumentarán los calados afectando necesariamente a los tableros.

Además hay que considerar que la escollera vertida actualmente en el cauce resulta insuficiente para resistir las tensiones tangenciales que genera el caudal mayor, lo cual repercutirá en una erosión generalizada en el lecho, que se depositará en el entorno de los puentes de la desembocadura, formando una barra

sumergida que disminuirá asimismo la sección hidráulica haciendo entrar en carga el paso bajo los tableros y formando un remanso hacia aguas arriba con los consiguientes desbordamientos.

3.2.- PROPUESTA DE SOLUCION I.

Con lo establecido en el epígrafe anterior, la propuesta de solución debe contemplar, como punto de partida, el aumento de tamaño de escollera del lecho, así como la incorporación de las características de diseño proyectadas para el tramo de cauce (Tramo 2) situado aguas arriba del que aquí nos ocupa. Por lo que respecta a este último aspecto, se han extraído los datos necesarios del " *Proyecto de Nuevo Encauzamiento del Barranco de Las Ovejas* ", realizado por TYPESA para la C.O.P.U.T., en noviembre de 1999.

El análisis de la solución adecuada se ha llevado a cabo mediante el modelo matemático HEC-RAS (River Analysis System) versión 2.2.1 (1999), desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Corps of Engineers, y que considera la situación real como un modelo matemático de flujo unidimensional en régimen permanente gradual y rápidamente variado.

Mediante este modelo matemático es posible estimar la variación de la lámina de agua en cauces naturales, regularizados, encauzados y canalizados, como en este caso, analizando el perfil de la lámina libre mediante las ecuaciones de energía y cantidad de movimiento, introduciendo las características geométricas y las condiciones de contorno impuestas.

En el tramo que nos ocupa, se han ido introduciendo (y modificando en su caso) los datos de la geometría actual del cauce, de las estructuras existentes a excepción del azud de San Gabriel, que se deberá rediseñar para los nuevos condicionantes geométricos e hidráulicos. Tras múltiples pasadas con el citado modelo matemático, hemos llegado a la solución de remodelación del actual encauzamiento y que denominaremos en adelante Solución I, cuya descripción se especifica exhaustivamente en el Anejo 1 y cuyas características fundamentales se describen a continuación y se muestran en las figuras 3 a 5.

Esta solución exige las siguientes actuaciones:

- Dragado del pie del azud de entrega al mar hasta la cota -3.40 m. y escollero de protección del cuenco que allí se forma.
- Recalce/rediseño del azud de entrega al mar, manteniendo la misma cota de coronación que existe actualmente.
- Cambios de rugosidad locales, siempre a la alza (mayores tamaños de escollera vertida).

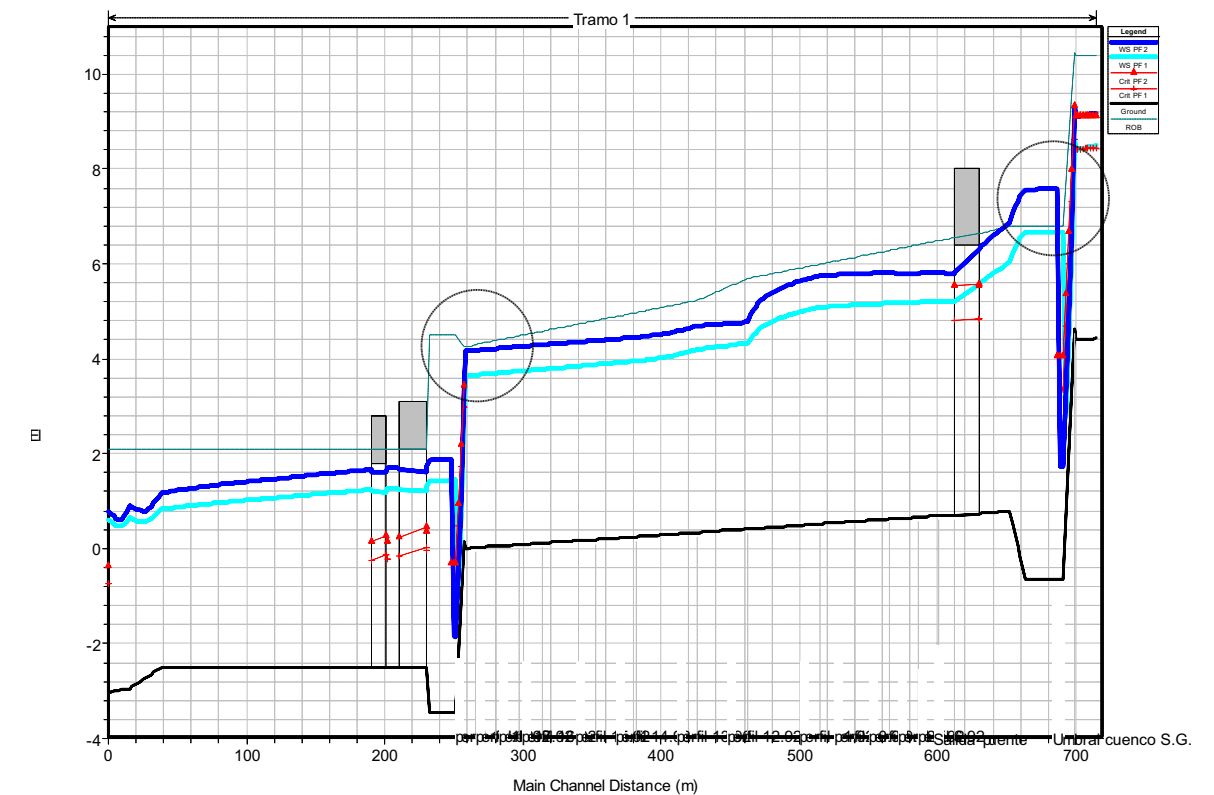


Figura 3. Perfil longitudinal de la propuesta de Solución I. Caudales de diseño actual (720 m³/s) y propuesto (912 m³/s).

- Recrecimientos locales de cajeros (aguas arriba del puente de la c/Paraguay).
- Ligera disminución de la anchura de la sección de acceso al puente de la C/Paraguay.
- Rediseño del azud de San Gabriel y cuenco de disipación de energía asociado a una mayor altura de caída y mayor caudal de diseño.

De la figura 3 se aprecia, sin embargo, que aunque la solución hidráulica es correcta (pero estrictamente capaz para trasegar el nuevo caudal de diseño por causa de los puentes), la sensación de peligro para las estructuras de los puentes es evidente, pues las láminas vertientes a 50-75 m. aguas arriba de los puentes se encuentran muy por encima de la coronación de los tableros.

3.3.- PROPUESTA DE SOLUCIÓN II.

Establecida la Solución I como la modificación "natural" de la situación actual para el nuevo caudal de diseño, se plantea, por parte del Exmo. Ayuntamiento de Alicante, la problemática de la limpieza de la escollera vertida en

los periodos entre avenidas, así como el continuo encharcamiento (estancamiento) tras pequeñas escorrentías y/o vaivenes de marea, con los consiguientes problemas de malos olores, mosquitos,..., en una zona urbana como es el **barrio de San Gabriel**.

Así pues, se propone otra tipología de encauzamiento que, satisfaciendo como prioritarios los condicionantes hidráulicos, corrija estos problemas de limpieza y salubridad.

Principalmente se proponen las siguientes premisas:

- Mejorar en lo posible la capacidad hidráulica de los puentes.
- Aumentar los resguardos en el cauce, sin necesidad de recrecer (o sólo mínimamente).
- Mantener la escollera vertida, que proporciona la necesaria rugosidad para conseguir que el flujo vaya en régimen subcrítico a lo largo del encauzamiento.
- Solucionar permanentemente la problemática de los encharcamientos y sus olores y mosquitos.

Las premisas planteadas conllevan un cambio radical de tipología de encauzamiento, pues se propone el paso de un encauzamiento prácticamente seco entre avenidas (cotas +0.15 m. en entrega al mar, a +0.71 al pie del **cuenco de San Gabriel**), a un encauzamiento con el fondo dragado hasta cotas por debajo del nivel medio del mar, lo que supone una invasión permanente por el mar hasta el pie del **cuenco de San Gabriel**, con una lámina de agua oscilando entre 1 y 2 m., y un volumen que se irá regenerando con los procesos de marea diarios.

El encaje de las dimensiones geométricas de las secciones del encauzamiento, de las cotas de dragado, de los escolleros de protección del fondo, y la remodelación de las estructuras de disipación de energía hidráulica y fijación de la pendiente longitudinal (azudes de San Gabriel y de entrega al mar), se ha llevado a cabo también mediante el modelo matemático **HEC-RAS**, y tras sucesivas pasadas del mismo, se ha llegado a la propuesta que se presenta como Solución II, cuyo perfil longitudinal al paso de los caudales de diseño (actual y el de 200 años de periodo de retorno) se indica en la Figura 4 adjunta y que pasamos a describir con detalle.

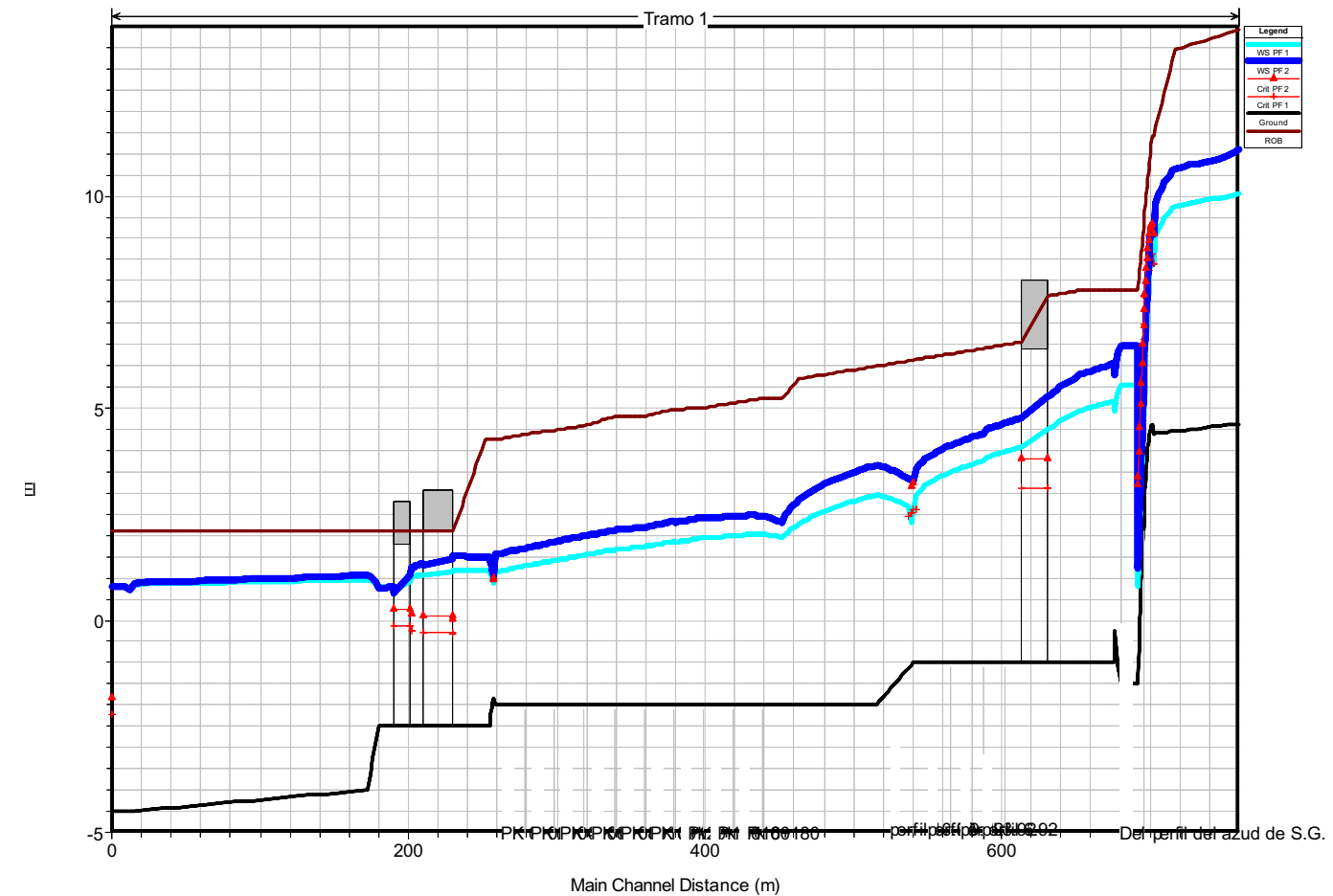


Figura 4. Perfil longitudinal de la propuesta de Solución II. Caudales de diseño actual (720 m³/s) y propuesto (912 m³/s).

3.3.1.- Nuevo azud de San Gabriel.

Las nuevas condiciones de proyecto, mayor caudal de diseño y altura de caída así como, la condición también de mayor nivel impuesto aguas abajo, hacen inoperante lo que se entiende por **Salto de San Gabriel** (conjunto de azud más cuenco amortiguador).

La modelación matemática con ayuda del programa **HEC-RAS**, muestra el anegamiento del resalto hidráulico al pie del azud para este nuevo caudal de diseño. La escasa entidad de la caída así como, la nueva condición de calado aguas abajo impiden que dicho resalto hidráulico tenga lugar y por tanto la disipación de energía asociada.

No obstante, aunque dicho resalto se formase, el dentado y cuenco actuales (cuenco tipificado **USBR IV**) resultarían insuficientes por cuanto los nuevos condicionantes hidráulicos, sobre todo en lo que al caudal específico se refiere ($q =$

32 m²/s), se encuentran fuera de su campo de aplicación o rango de validez (q#20 m²/s), además de que sería necesario su redimensionamiento al alza.

Se hace pues imprescindible el diseño de un nuevo salto, entendiendo por tal como sabemos, al conjunto azud - cuenco amortiguador.

El diseño de partida esquematizado en el modelo matemático sigue las directrices de un perfil longitudinal de vertedero en pared curva tipo **WES**, desarrollado por la **U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station** en base a múltiples datos suministrados por el **U.S. Bureau of Reclamation**. Tales perfiles responden a la ecuación genérica adimensionalizada

$$X^n = K H_d^{n-1} Y$$

donde X e Y son las coordenadas del perfil del vertedero, con el origen en la cresta del mismo, H_d es la carga de diseño excluyendo la altura de velocidad del flujo de aproximación, y K , n , son parámetros dependientes del talud de aguas arriba del perfil de la estructura. En nuestro caso, con las características topográficas que imponen tanto el diseño del Tramo 2 del encauzamiento, como las propuestas para el Tramo I que nos ocupa, la ecuación del perfil que se establece es la siguiente:

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85} Y$$

con una carga de diseño de $H_d = 6.508$ m.

Para disipar la energía hidráulica del flujo de diseño al pie del azud, se debe disponer de un cuenco de disipación de energía, con unas características adecuadas al caudal de diseño y régimen de funcionamiento en la sección de acceso al cuenco (caudal específico, calado supercrítico, número de Froude).

Así pues, para los nuevos valores de los parámetros de diseño ($q = 32$ m²/s, $Z.13.2$ m y número de Froude del régimen de entrada al cuenco, de 2.54, resalto hidráulico oscilante), se estaría también fuera del campo de aplicación de los cuencos tipificados **USBR II y III**, pero dentro del cuenco tipo **USCE (U.S. Corps of Engineers)**. Este último cuenco, en las condiciones hidráulicas del caso en estudio, debería tener una longitud de aproximadamente 20 m. si no se dispone bloques intermedios (caso actual), o unos 16 m. si se coloca una fila de bloques. No obstante y dado que la longitud del actual cuenco es de 38.5 m y que se dispone de unos 60 m (por el eje del encauzamiento) desde el pie del azud hasta el puente de la calle Paraguay, esto no sería mayor problema.

El problema se plantea por la necesidad de una cota para la solera del cuenco que permita la formación del resalto hidráulico dentro del mismo, evitando su barrido hacia aguas abajo, lo que obligaría, para las condiciones dadas, a descender hasta la cota -3.00 m.s.n.m. aproximadamente, como mínimo.

Los diversos perjuicios y riesgos, por todos conocidos, a que puede dar lugar un cuenco de estas características, en zona urbana, hicieron desestimar ésta y otras soluciones semejantes, que implicaran una profundidad excesiva del cuenco. Este hecho, unido al problema añadido del tipo de resalto hidráulico al que nos enfrentamos, definido por el número de Froude del régimen de entrada ($2.5 \# F_1 \# 4.5$), resalto oscilante, hizo que se planteara la disipación de energía ya desde el propio azud.

Se consigue así llegar con una energía específica menor al pie del azud, con un calado de entrada al cuenco mayor y una velocidad del flujo más baja, con lo que se mejora notablemente las condiciones de entrada al resalto hidráulico. De esta manera, se necesita un calado conjugado subcrítico menor y por tanto, menor profundidad para la solera del cuenco.

Además, con esta disipación energética $A_{previa} \cong$ se pretende también disminuir el número de Froude del régimen de entrada por debajo del 2.5, evitando así la formación del resalto oscilante y consecuentemente la propagación de ondas hacia aguas abajo que podrían llegar a afectar al tablero del puente de la calle Paraguay.

Para esta disipación de energía en el paramento de aguas abajo del azud, se plantearon dos soluciones, a saber: rápida escalonada y azud dentado. Tras un análisis teórico previo, la solución escalonada se mostró del todo ineficaz mientras que, la solución de **azud dentado** se consideró técnicamente viable, si bien su análisis teórico no puede ser exhaustivo y debe, el prediseño de él obtenido, completarse y en su caso corregirse, con el correspondiente modelo reducido físico.

Dicho prediseño, así como el predimensionamiento resultante, quedan expuestos más adelante.

Para la obra de disipación de energía propiamente dicha, el **cuenco amortiguador**, dadas las nuevas condiciones hidráulicas del flujo de entrada al mismo, se propuso un cuenco dotado de umbral terminal tipo Novak, cuya definición geométrica es la que se detalla en párrafos sucesivos.

3.3.1.1. Disipación previa de energía. Dentado del azud.

Las rápidas dentadas en canales han sido una solución económica, de uso muy extendido en E.E.U.U., para resolver el problema de la disipación de energía del flujo.

Debido a su forma de funcionamiento, no es necesario un calado o nivel impuesto desde aguas abajo para que la disipación resulte efectiva. Las múltiples filas de dientes que se disponen previenen una excesiva aceleración del flujo, quedando éste con una velocidad final moderada al pie de la rápida. El grado de aceleración del flujo depende fundamentalmente del caudal específico y de la altura de los dientes.

Se debe señalar que, como quiera que el flujo en una rápida de este tipo, pasa por encima, entre y alrededor de los dientes, no es posible definir sus características hidráulicas en los términos usuales.

El objetivo es el de disipar parte de la energía del flujo, mejorando las condiciones de entrada al resalto e incluso cambiando el tipo de éste. Se consigue de esta manera un calado conjugado subcrítico menor así como una notable disminución de ondas y oleaje que se propagan hacia aguas abajo.

Los dos aspectos anteriores resultan fundamentales en nuestro caso pues, al necesitar un calado conjugado menor, se puede disponer un cuenco más somero, mientras que al disminuir la propagación de ondas hacia aguas abajo, se evita la posible afección sobre el tablero del puente de la calle Paraguay.

3.3.1.2.- Diseño y Predimensionamiento.

Tanto el diseño como las reglas de predimensionamiento se han extraído de las recomendaciones establecidas por Peterka (1965), extrapolándolas al caso objeto de estudio; por lo que se hace indispensable la modelación física.

En cuanto al diseño, se trata en esencia de colocar varias filas de dientes dispuestos al tresbolillo, sobre el paramento de aguas abajo del azud, de manera tal que se obliga al flujo a chocar contra los dientes y a pasar entre y sobre ellos, disipando de esta manera parte de la energía del flujo vertiente. Un esquema típico de la definición geométrica de estas rápidas es el que puede verse en la Figura 5.

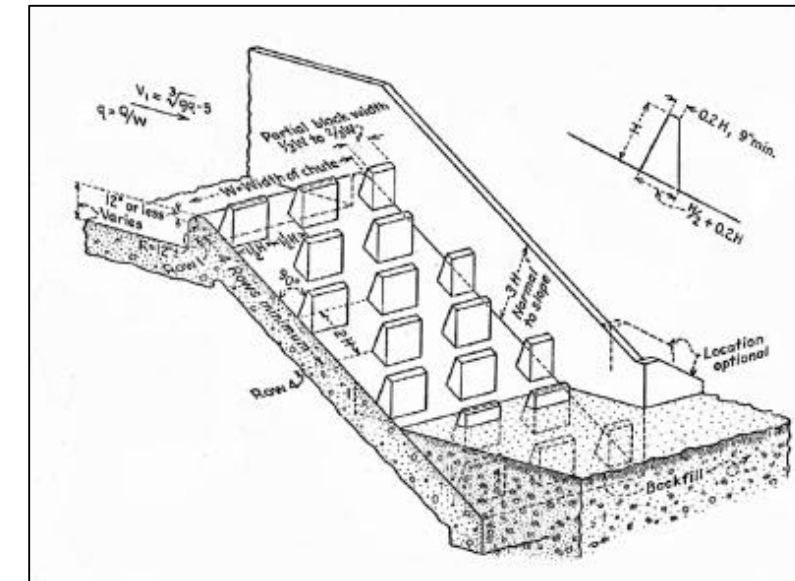


Figura 5.- Definición geométrica básica de una Rápida Dentada.

Las principales recomendaciones y reglas que han servido de base para el predimensionamiento del dentado del azud de San Gabriel, son las que se exponen a continuación, resumidas, en el Cuadro 1 siguiente:

- * Al menos 3-4 filas de dientes dispuestos al tresbolillo;
- * Velocidad del flujo de aproximación menor o igual a la velocidad crítica;
- * Altura de los dientes: $H/0,4$ veces el calado crítico, evitando así una excesiva sobreelevación de la lámina;
- * Espaciamiento entre dientes: $S_b = B$, siendo B el ancho del diente;
- * Anchura (B) de los dientes tal que el grado de obstrucción por fila sea de aproximadamente el 50%, descontando bloques extremos;
- * Anchura de dientes extremos: $B \cdot 0 [(1/3)B - (2/3)B]$;
- * Espesor del diente en coronación (e_c) igual al mínimo constructivo (0,25 m);
- * Espesor del diente en base: $e_b = H/2 + 0,25$ (talud trasdós 1H:2V);
- * Separación entre caras frontales de filas de dientes: $S_d = 2,5 e_b$

Cuadro 1

Haciendo uso de las recomendaciones y reglas anteriores, se ha llegado a la definición geométrica que se expone a continuación en el Cuadro 2.

FILAS:

- * 4 filas, con la primera inmediatamente aguas abajo del umbral del azud;
- * Separación entre caras frontales de dientes en filas consecutivas: $S_d = 3,25$ m.

DIENES:

- * $H = 2,0$ m; $B = 3,5$ m; $B^* = 2,0$ m; $e_c = 0,25$ m; $e_b = 1,25$ m.

Cuadro 2

El azud dentado así diseñado es el que se ensayará en modelo físico reducido, como parte integrante de lo que se ha denominado Solución II.

3.3.1.3.- Cuenco amortiguador con umbral terminal continuo.

Dada la disipación de energía previa que tiene lugar en el azud gracias al dentado del mismo, se propone en principio un cuenco, sin bloques amortiguadores intermedios, dotado de un umbral terminal continuo.

El efecto de tal tipología de umbral terminal continuo perpendicular al flujo y rematando el cuenco amortiguador, es el de separar la corriente del fondo mediante su pendiente adversa, para mejorar las condiciones del flujo en la zona de reintegro, y al mismo tiempo inducir la formación de un remolino aguas abajo del umbral que ayuda en la disipación de energía.

Un método sistemático para el diseño de este tipo de umbrales es el debido a Novak (1981) y conduce a las recomendaciones expuestas en el Cuadro 3 siguiente (para nomenclatura, ver Figura 6):

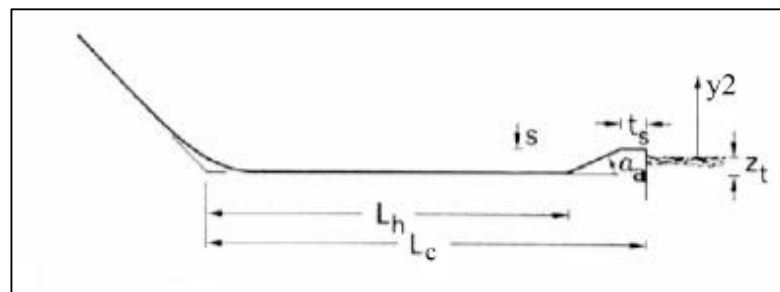


Figura 6.- Umbral Terminal Continuo Tipo Novak. Definición Geométrica

a) Longitud de cuenco: $L_c \cong 4(y_2 - y_1)$ o $5(y_2 - y_1)$

b) Grado de Sumersión: $0,05 \leq \frac{Z_t}{y_2} \leq 0,10$

c) $\alpha_a \approx 20^\circ$ (1:3)

d) $\frac{Z_t}{S} \geq 0,4$

e) $\frac{(S - Z_t)}{H} < 0,14$ siendo H la altura de presa o azud por encima de la solera del cuenco,

f) t_s puede reducirse al mínimo requerido por consideraciones resistentes.

Cuadro 3

Se debe considerar además, para reducir las fuerzas de subpresión y arrastre del escollero, una cota del lecho aguas abajo del cuenco, entre 0,50 y 1 veces el diámetro D_{50} de la escollera (USCE, 1995).

Aplicando la metodología expuesta al caso que nos ocupa y a partir de los valores de los parámetros y variables hidráulicas obtenidos de la modelación matemática (HEC-RAS), para el flujo de entrada al cuenco, con la adecuada corrección para considerar el efecto del dentado del azud, obtenemos el diseño recogido en el Cuadro 4 siguiente.

* Longitud de cuenco: $L_c = 16$ m

* Cota Solera Cuenco: $CSC = -1,50$ m.s.n.m.

* Se adopta $\alpha_a = 20^\circ$ (1:3)

* Grado de Sumersión: $0,05 \leq \frac{Z_t}{y_2} \leq 0,10$ lo que nos lleva a: $0,30 \leq Z_t \leq 0,59$; se adopta $Z_t = 0,50$ m; con lo que:

$\frac{Z_t}{S} \geq 0,4 \rightarrow S \leq 1,25$ m.

Además de: $\frac{(S - Z_t)}{H} < 0,14 \rightarrow \frac{(S - 0,50)}{4,615 + 1,50} < 0,14 \rightarrow$

$S < 1,356$ m con lo que, haciendo uso de la recomendación USCE(1995), se adopta: $S = 1,25$ m.

Cuadro 4

La cota del cauce de reintegro aguas abajo del cuenco será de -1,00 m.s.n.m, mientras que, el valor de t_s fijado por consideraciones resistentes se estima de 0,75 m.

La figura 7 muestra la esquematización del nuevo azud de San Gabriel de acuerdo con las posibilidades del modelo matemático utilizado.

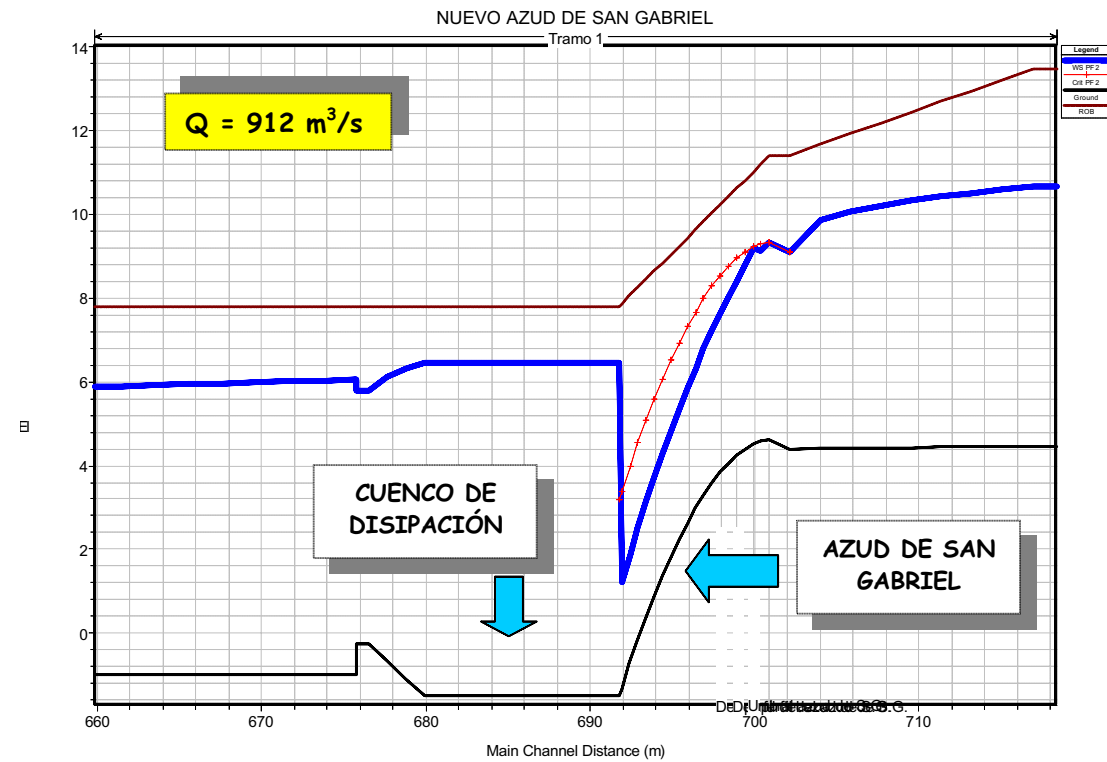


Figura 7. Esquematización del nuevo azud de San Gabriel

Sin embargo, resulta muy complejo el ajuste del coeficiente de rugosidad correspondiente a estos elementos de macrorrugosidad a partir de las recomendaciones teóricas, y dada su trascendencia en el funcionamiento hidráulico del encauzamiento así como en la seguridad de la estructura del puente de la C/Paraguay, la tipología de estructura de disipación propuesta (y su comportamiento hidráulico) deberá ensayarse en modelo reducido.

3.3.2.- Nuevo azud de entrega al mar.

La figura 8 muestra la ubicación inicial del azud sumergido de entrega al mar propuesto. Su tipología se adecúa a su misión de fijar la pendiente horizontal aguas arriba del mismo y localizar el último escalón de disipación de energía del flujo antes de acceder a la sección de entrada a los puentes.

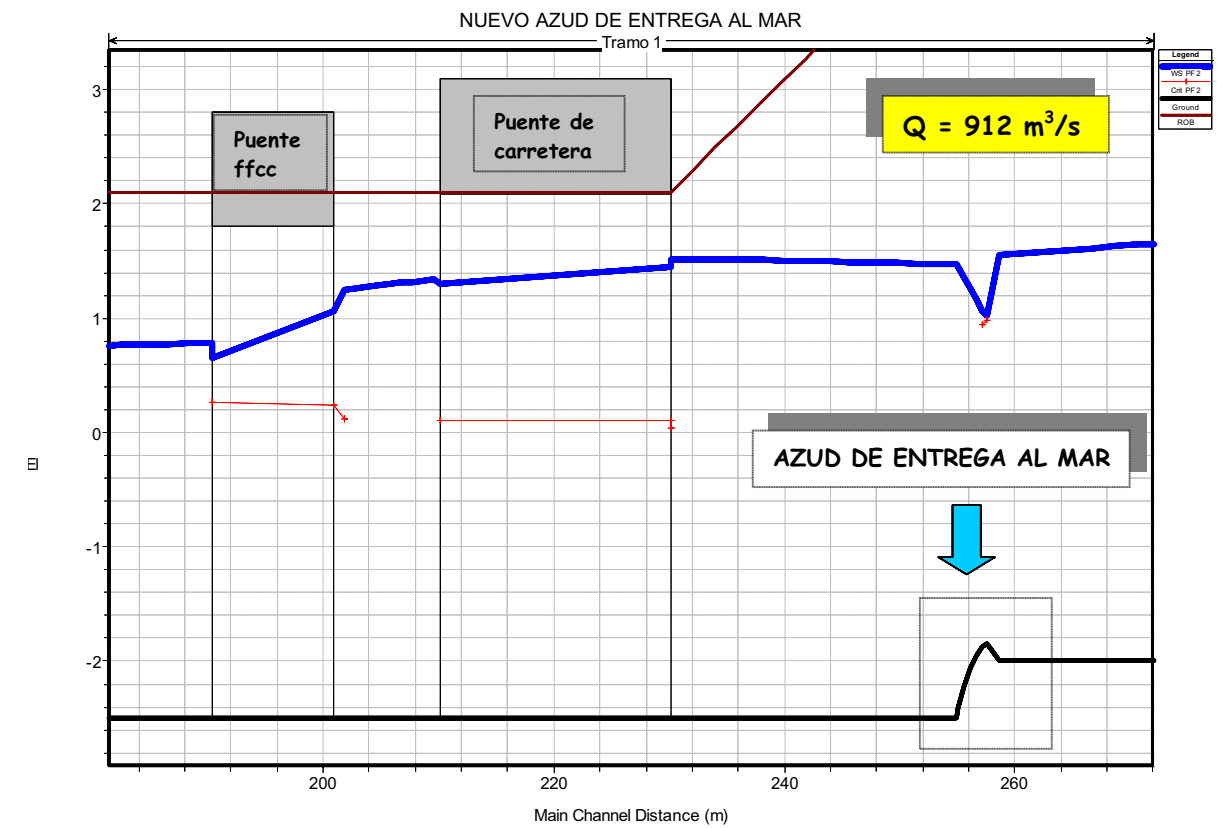


Figura 8. Esquematización del nuevo azud de entrega al mar.

Por motivos fundamentalmente constructivos, se ha diseñado el azud de entrega al mar con la misma tipología que el nuevo azud de San Gabriel, es decir, con un perfil tipo WES descrito con la misma ecuación para ambas estructuras, si bien en el azud de entrega al mar el umbral se encuentra a cota -1.85 m.s.n.m. y el pie (intersección de la estructura con el plano del escollero de aguas abajo) a cota -2.5 m.s.n.m.

3.3.3.- Pendientes longitudinales de fondo.

La tipología de encauzamiento propuesta, se plantea como una prolongación hacia el interior de la línea de la costa, con la intención de mantener una lámina-espejo de agua permanentemente, y al mismo tiempo alejar la onda de avenida y las perturbaciones superficiales, de los puentes situados en la desembocadura.

Por ello, las pendientes deben ser muy suaves, frenando el flujo y aumentando el calado, ya que el dragado nos proporciona la sección mojada suficiente. Con ello se disminuirán las tensiones de fondo y el escollero de protección será menor (y por tanto el dragado para la colocación de dos capas de

escollera al menos). En este sentido, se han fijado sendas plataformas de pendiente longitudinal nula a diferentes cotas, localizando en las conexiones entre ellas (rampas, estructuras) las zonas de velocidades mayores y, por tanto, de mayor protección del fondo.

La Tabla 2 indica la ubicación de los tramos de pendientes propuestas y rampas o estructuras de transición entre aquellos.

LONGITUD DEL (*) TRAMO (m)	Cota Inicio (msnm)	Cota Final (msnm)	P.K.(**) inicio	P.K. final	Pendiente(m/m)
135.22	-1	-1	-0+417.13	-0+281.91	Horizontal
25	-1	-2	-0+281.91	-0+256.91	Rampa
256.91	-2	-2	-0+256.91	0+000	Horizontal
5	-2	-2.5	0+000	0+005	Variable (azud)
	-2.5	-2.5			Horizontal
8.5	-2.5	-4			Rampa
200 (aprox)	-4	-4			Horizontal (aprox)

TABLA N°2

(*) Por el eje del encauzamiento

(**) Los P.K.'s se referencian al 0+000 situado en la ubicación actual del inicio del azud de entrega al mar (negativos hacia aguas arriba y positivos hacia aguas abajo).

3.3.4.- Anchuras del encauzamiento.

Las anchuras que se han utilizado para ensayar matemáticamente la Solución II, son las suministradas por la empresa **TYPSA**, con el objetivo de crear la menor problemática posible en el entorno densamente urbanizado del **Barrio de San Gabriel**. Únicamente se ha definido la alineación final de la margen derecha, aguas abajo del actual azud de entrega al mar, y hasta su conexión con los tableros de los puentes de la carretera nacional N-332 y del ferrocarril. En el Anejo de Planos del Proyecto en el que se inserta este Informe, se indica tal definición.

3.3.5.- Escollerados de protección de tramos, rampas y estructuras.

Para los casos de tramos de cauce prismáticos o aquellos en los que la curvatura en planta es tal que la relación r/b es mayor o igual de 10, se puede adoptar como valor de la tensión tangencial real, el medio dado por la conocida expresión:

$$\tau_0 = \gamma R_H I$$

o bien, conocida la velocidad media del flujo en la sección, el obtenido a través de la velocidad de corte, usando las dos expresiones siguientes:

$$\tau_0 = u^2 \rho \quad \text{ud. S.I.}$$

$$u/u_* = 8,3(R_H/D_m)^{1/6} \quad \text{ud. S.I.}$$

Como criterio para evaluar la tensión crítica en el lecho, podemos utilizar el del Parámetro de **Shields** con el valor numérico dado por **Meyer - Peter y Müller** para flujo turbulento rugoso, es decir:

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

donde $D_m(m)$ sería el diámetro medio representativo de la escollera. O bien, la recomendación de **Lane** para escolleras:

$$t_{oc} = 0,049(\gamma_s - \gamma) D_{75}$$

En ambas expresiones las unidades son las del S.I., estando la tensión tangencial expresada en N/m^2 .

Con lo que, supuesto el diámetro medio representativo D_m del escollerado del lecho, se tendría un valor para la tensión tangencial en él. Dicha tensión tangencial real en el lecho, deberá cumplir que:

$$t_0 < t_{oc}$$

evaluada esta última por uno de los criterios anteriores. Pero a su vez, ese diámetro medio supuesto, implica una rugosidad del lecho que deberá tenerse en cuenta en el cálculo hidráulico y en la determinación por tanto de la tensión tangencial real final en el lecho, t_0 .

Si para este cálculo hidráulico se utiliza el modelo matemático **HEC-RAS**, puede obtenerse directamente del listado de resultados el valor de t_0 . Debe tenerse especial cuidado al tomar directamente estos valores de t_0 en el caso particular de que exista en el tramo de cauce en cuestión un resalto hidráulico por ejemplo, los valores dados por este tipo de modelos matemáticos para la tensión tangencial en el lecho en las secciones inmediatamente aguas abajo del resalto hidráulico, son ficticios al igual que excesivamente conservadores. Esto es así, ya que evalúan la pendiente motriz media considerando el valor obtenido para la sección en régimen rápido de aguas arriba, y por tanto está incluida toda la pérdida de energía en el resalto hidráulico.

En estos casos pues, lo mejor es tomar como dato de partida el de la velocidad media en la sección y evaluar t_0 con la segunda de las posibilidades propuestas en este mismo epígrafe.

Para evaluar la resistencia al flujo en cauces con lecho plano y contorno no erosionable, es decir la rugosidad de la escollera en nuestro caso, se puede utilizar la fórmula propuesta por la **U.S. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1975)**, que puede escribirse simplificadamente:

$$n = 0,0395 D_{50}^{1/6} \quad \text{donde} \quad D_{50} = D_m(\text{ft})$$

Como puede observarse pues, existe una interacción entre el cálculo hidráulico y el de la estabilidad del lecho. Para considerar este hecho, se ha utilizado el método iterativo para el diseño del lecho estable de escollera, que se presenta en el diagrama de flujo de la Figura 9, en el que se detallamos el proceso de cálculo más general a partir de la velocidad media del flujo.

Obviamente para realizar el cálculo hidráulico inicial o previo, deberá conocerse el caudal o caudales de diseño, la forma del cauce en planta y la pendiente o pendientes de los diversos tramos, así como la geometría de la sección transversal, bien la natural si se pretende analizar la situación y proteger, en su caso, o bien a nivel de predimensionamiento si se trata de un diseño nuevo.

Concluido el proceso iterativo anterior, se habrá obtenido el diámetro medio representativo y estable para la protección del lecho y con él, la nueva rugosidad de éste. Cumpliendo estrictamente la condición de equilibrio crítico si $FS=1$ o con cierto margen de seguridad si hemos considerado $FS>1$. Parece razonable adoptar para FS valores comprendidos entre 1.2 y 1.5 .

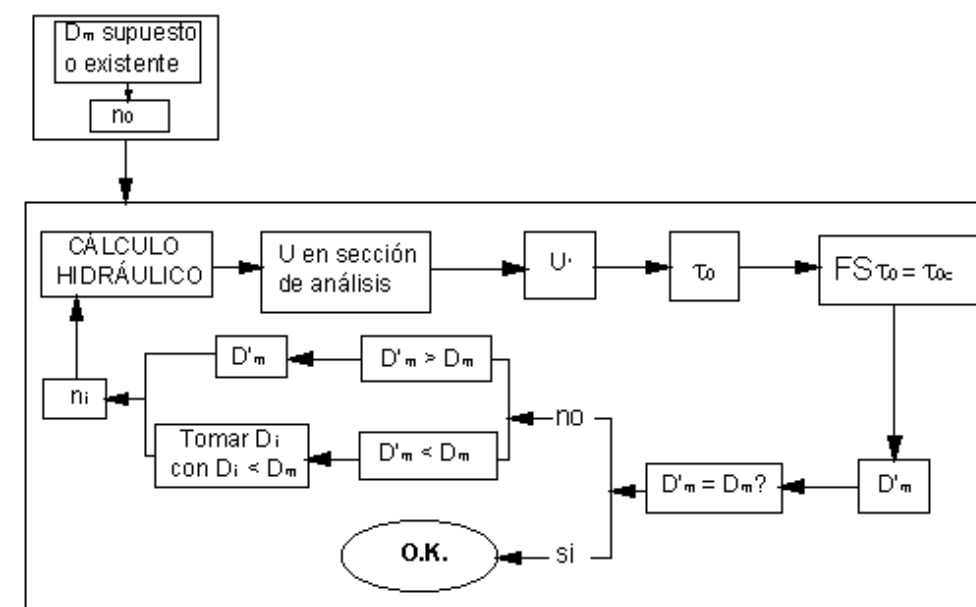


Figura 9.-Organigrama para el diseño estable de la escollera

3.3.6.- Pilas de los puentes.

El diseño de las pilas de los puentes de la carretera nacional y del ferrocarril no se ha modificado, adaptando en el modelo matemático el esvaje respecto de la dirección principal del flujo. Aún así, éste es un punto importante, pues la influencia mutua de la pilas de ambos puentes se prevé desfavorable frente a los resultados numéricos y ello abunda en la justificación del ensayo sobre modelo reducido.

3.3.7.- Diques-espigones marítimos.

La reproducción de la situación actual de los espigones marítimos, es especial el arranque del espigón de la margen izquierda del encauzamiento, que cierra parcialmente la salida del vano del mismo lado del puente del ferrocarril, hace esperar que la simulación del modelo matemático no sea localmente correcta (recordemos que se trata de un modelo unidimensional, y por tanto no diferencia en posible peralte superficial que se generará, en la zona de los puentes, por el doble efecto del cierre de la salida provocado por el citado espigón, y la apertura del cajero por la margen derecha.

3.4.- CONCLUSIONES TRAS LA MODELACIÓN MATEMÁTICA.

Realizado el planteamiento y análisis de las **Soluciones I y II** para el nuevo encauzamiento del tramo final del barranco de Las Ovejas, por el equipo que suscribe el presente Informe, y siendo ambas adecuadas, desde el punto de vista de la modelación matemática del comportamiento hidráulico-sedimentológico para el caudal de diseño mediante el programa **HEC-RAS**, se plantean dos cuestiones fundamentales:

- La primera es, evidentemente, la elección de la solución a ejecutar. En este sentido, transmitidas las características de ambas soluciones a la empresa **TYPSA**, ésta a su vez informa a los entes de decisión (**C.O.P.U.T.** y **Exmo. Ayuntamiento de Alicante**) de nuestros planteamientos. La decisión final se decanta, finalmente, por la Solución II, sobre la que habrá que plantear (i y resolver !) la segunda cuestión.
- En realidad, lo que se comenta a continuación también se hubiera exigido en el caso de decidir la Solución I pues se refiere a aspectos comunes a ambas propuestas, pero, lógicamente, ahora se plantean exclusivamente para la opción elegida.

En efecto, las singularidades del encauzamiento, a saber:

- Bloques deflectores en el cuerpo del talud y características del umbral terminal del cuenco de disipación, todo ello del nuevo azud de San Gabriel.
- Variación de las tensiones tangenciales reales a lo largo y ancho del fondo del encauzamiento.
- Asimetría en planta y progresiva pero apreciable apertura del cajero derecho en los últimos 200 m. del encauzamiento.
- Comportamiento hidráulico del nuevo azud de reintegro al mar.
- Esviaje del flujo en el ataque a las pilas de los puentes de carretera y ferrocarril, e interferencia mutua entre las perturbaciones del flujo creadas por los apoyos de ambas estructuras.
- Influencia del arranque del espigón de la margen izquierda en el desague del flujo a través de los vanos (contiguos a esa margen) de las estructuras de transporte citadas.

La comprobación de todos estos aspectos, sólo puede llevarse a cabo mediante el ensayo en modelo reducido a la escala geométrica adecuada, por lo que en lo que sigue, se describen todos los trabajos realizados en el **Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas del D.I.H.M.A. de la Universidad Politécnica de Valencia**, para completar (y corregir, en su caso) el pre-diseño de la solución elegida.

4. - MODELACIÓN FÍSICA

4.1.- INTRODUCCIÓN.

Todas las leyes de semejanza en Mecánica de Fluidos pueden derivarse a partir de las relaciones entre los distintos tipos de fuerzas que actúan en un elemento fluido. Sin embargo no es posible utilizarlas todas, por lo que hay que estudiar cuáles son las fuerzas dominantes que actúan en modelo y prototipo con el fin de aplicar aquellas condiciones más apropiadas.

La semejanza de Froude representa la condición de semejanza dinámica para el caso de flujo en modelo y prototipo gobernado por la gravedad. Las fuerzas restantes, tales como las de fricción de un líquido viscoso, de capilaridad, de elasticidad volumétrica,..., no afectan al flujo o su efecto es despreciable.

Con ciertas limitaciones en cuanto a la elección de la escala del modelo, es la semejanza adecuada para el estudio del flujo con superficie libre (vertederos, movimiento de ondas superficiales, resalto hidráulico,...).

En el flujo real, la viscosidad (responsable de las fuerzas de fricción) actúa siempre simultáneamente con la gravedad, pero si el modelo es geoméricamente semejante y con ello las condiciones de contorno y el análisis, como en el caso que nos ocupa, es un problema localizado, donde las pérdidas por turbulencia y choques de flujos es muy superior a las pérdidas por fricción (proporcionales a la longitud) entonces la semejanza de Froude es explícitamente la recomendable para el estudio del fenómeno a escala reducida.

4.2.- METODOLOGÍA.

4.2.1.- Teoría de la semejanza.

Dos fenómenos o sistemas son semejantes si son geoméricamente semejantes y si las masas proporcionales de dos puntos homólogos, describen trayectorias geoméricamente semejantes en tiempos proporcionales. Este tipo de semejanza se denomina semejanza mecánica (cinemática y dinámica).

Los conceptos de semejanza dinámica combinados con la cuidadosa selección y uso de los parámetros adimensionales hacen posible la generalización de los datos experimentales. La consecuencia de dicha generalización es múltiple, ya que se es capaz de representar un fenómeno en su totalidad y no se está limitado a estudiar un experimento particular.

La teoría de la semejanza nos permite obtener los parámetros adimensionales caracterizadores del flujo, así como las escalas.

4.2.2.- Semejanza mecánica aproximada.

Para la consecución de la semejanza mecánica es suficiente con establecer los valores constantes de las escalas de tres cantidades independientes: longitud, masa y tiempo; aunque la semejanza mecánica puede quedar definida también por las escalas de cualesquiera tres cantidades con dimensiones independientes. Por ello en sistemas mecánicamente semejantes, todas las cantidades adimensionales correspondientes son idénticas y en Hidráulica ello implica la constancia de los números de Euler, Froude, Reynolds, Weber, Mach... Para los modelos hidráulicos utilizados en la práctica, dicha constancia llega a ser imposible (salvo en la escala natural), ya que la selección de las escalas básicas está sujeta frecuentemente a severas restricciones de naturaleza física, técnica y económica.

La mayor parte de los grupos adimensionales se pueden considerar como una relación de un par de las fuerzas que actúan sobre el fluido indicando el valor de la relación de una de las fuerzas respecto la otra. Si en su estado particular de flujo, algunas fuerzas son mucho mayores que otras, con frecuencia se puede despreciar el efecto de las más pequeñas y tratar el fenómeno como si estuviera completamente determinado por las mayores.

Esto quiere decir que se pueden emplear los procedimientos matemáticos y experimentales más sencillos, aunque no necesariamente fáciles, para resolver el problema.

4.2.3.- Relaciones de semejanza.

Conviene subrayar que en el caso que nos ocupa existen fuerzas debidas a la gravedad (por los cambios de elevación de las superficies líquidas) y fuerzas de inercia que son cuando menos un orden de magnitud superior a las fuerzas viscosas y turbulentas de cortadura. Esto se corresponde con el flujo en lámina libre y tratándose de flujo rugoso turbulento, las fuerzas viscosas son despreciables. También hay que tener en cuenta que la longitud del tramo que se analiza es relativamente pequeña, de ahí su poca influencia.

Aplicaremos, en consecuencia, el criterio de Froude para que las relaciones de semejanza nos permitan transponer los resultados del modelo al prototipo. En estos casos la semejanza geométrica y el mismo valor del número de Froude es suficiente para, con una aproximación bastante aceptable, tener la semejanza dinámica.

Para garantizar la semejanza la relación entre las fuerzas inerciales y gravitacionales debe ser idéntica tanto en el modelo como en el prototipo; así,

$$F^2 = \frac{V^2}{gy} \quad \text{y} \quad \lambda_F = \frac{F_{\text{modelo}}}{F_{\text{prototipo}}} = 1 \quad (1), (2)$$

lo que conduce a

$$\left(\frac{V_m^2}{g_m y_m} \right) = \left(\frac{V_p^2}{g_p y_p} \right) \quad (3)$$

donde: F: número de Froude
V: velocidad
m: modelo
p: prototipo
g: aceleración de gravedad
y: calado

Como la gravedad es la misma, la relación de velocidades varia con la raíz cuadrada de la escala de longitudes $\lambda_L = \frac{L_m}{L_p}$,

$$V_m = V_p \sqrt{\lambda_L} \quad (4)$$

Los tiempos correspondientes para sucesos en estudio (como, por ejemplo, el tiempo de paso de una partícula a través de una transición) están también en una relación, así:

$$t_m = \frac{L_m}{V_m} \quad t_p = \frac{L_p}{V_p} \quad (5).(6)$$

y

$$t_m = t_p \frac{L_m}{L_p} \frac{V_p}{V_m} = t_p \sqrt{\lambda_L} \quad (7)$$

La relación de los caudales Q_m/Q_p es:

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \frac{L_m^3/t_m}{L_p^3/t_p} = \lambda_L^{5/2} \quad (8)$$

De manera análoga pueden deducirse otras relaciones entre las diversas magnitudes que intervienen y de este modo los resultados del modelo pueden traducirse al prototipo.

A continuación se presenta en la Tabla N°3 la relación de diferentes magnitudes físicas, donde se ha considerado que la escala vertical es igual que la horizontal siendo en este caso un modelo no distorsionado.

MAGNITUD FÍSICA	RELACIÓN
Longitud	$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p}$
Velocidad	$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\lambda_L}$
Tiempo	$\lambda_t = \frac{t_m}{t_p} = \sqrt{\lambda_L}$
Caudal	$\lambda_Q = \frac{Q_m}{Q_p} = \lambda_L^{5/2}$
Coefficiente de Strickler	$\lambda_K = \lambda_L^{-1/6}$
Número de Manning	$\lambda_n = \lambda_L^{1/6}$

TABLA N°3.- Relación entre el modelo y prototipo de las principales magnitudes físicas en semejanza de Froude.

4.2.4.- Determinación de la escala del modelo físico

La escala fundamental para cualquier modelo hidráulico es la escala geométrica; ésta es, la relación entre las dimensiones del modelo y las correspondientes al prototipo.

El sistema de elección de la escala geométrica apropiada depende del tipo de fluido que va a ser estudiado y del espacio disponible para construir el modelo. No obstante, una vez ha sido fijada la escala del modelo, los requerimientos para la semejanza dinámica pueden utilizarse para determinar otras escalas del modelo.

Para flujo en lámina libre, las fuerzas inerciales y de gravedad son muy importantes, así pues, para garantizar la similitud entre el modelo y el prototipo, la relación entre los dos tipos de fuerzas tiene que ser idéntica.

De la relación adimensional entre fuerzas inerciales y de gravedad (número de Froude F), de las leyes de semejanza que llevan su nombre (ya descritas), y considerando que la aceleración de la gravedad es constante por toda la superficie terrestre, se obtiene la escala de velocidades.

$$\frac{V_m}{V_p} = \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^{1/2} \quad (9)$$

donde la relación L_m/L_p es la escala geométrica.

Otras escalas se derivan de transformar el número de Froude en formas distintas. Los factores de reducción para las diferentes magnitudes físicas resultantes están incluidos en la Tabla N°4, donde se ha considerado que la escala vertical es igual que la horizontal, ya que en nuestro caso el modelo es no distorsionado.

Magnitud física	Relación	Factor
Longitud	$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p}$	1/50
Velocidad	$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\lambda_L}$	1/7.071
Tiempo	$\lambda_T = \frac{T_m}{T_p} = \frac{\lambda_L}{\lambda_V} = \sqrt{\lambda_L}$	1/7.071
Caudal	$\lambda_Q = \frac{Q_m}{Q_p} = \lambda_L^2 \cdot \lambda_V = (\lambda_L)^{2.5}$	1/17677.67
Coefficiente de Strickler	$\lambda_K = (\lambda_L)^{-1/6}$	1.919
Número de Manning	$\lambda_n = (\lambda_{KS})^{1/6} = (\lambda_{RH})^{1/6} = (\lambda_L)^{1/6}$	0.521

TABLA N°4.- Aplicación a nuestro caso, de las relaciones entre el modelo y prototipo de las principales magnitudes físicas en semejanza de Froude.

En cuanto a la reproducción del comportamiento del lecho móvil en el modelo reducido, el método más adecuado conlleva la utilización de un material granular semejante geométricamente al del prototipo:

- En la forma de los elementos individuales (estadísticamente hablando).
- En la forma de la curva granulométrica adimensional del tamaño de granos (su distribución).

En el flujo estacionario bifase agua-sedimentos que hemos de modelizar, las variables independientes que intervienen son:

$$\mu, \rho_w, D, \rho_s, I, \gamma, g$$

o bien, sustituyendo I, g , por

$$V_* = \sqrt{g y I} \quad , \quad (y \cong R_H) \quad (10)$$

$$\gamma'_s = g (\rho_s - \rho_w) \quad (11)$$

resulta:

$$\mu, \rho_w, D, \rho_s, V_*, \gamma, \gamma'_s$$

que es mas significativo desde el punto de vista físico.

A partir del método de Buckingham-Vaschi, la función dimensional

$$\Phi(\mu, \rho_w, D, \rho_s, V_*, \gamma, \gamma'_s) = 0$$

es equivalente a la adimensional:

$$\Phi\left(\frac{V_* D}{\nu}, \frac{\rho_w V_*^2}{\gamma'_s D}, \frac{y}{D}, \frac{\rho_s}{\rho_w}\right) = 0 \quad (12)$$

o bien,

$$\Phi(X_1, X_2, X_3, X_4) = 0$$

Así pues, la semejanza mecánica en el flujo bifase exigirá:

$$\lambda_{X_1} = \lambda_{X_2} = \lambda_{X_3} = \lambda_{X_4} = 1 \quad (13)$$

con lo que se obtienen las siguientes relaciones de semejanza:

$$\lambda_{V_*} \lambda_D = \lambda_\nu \quad (14), (15)$$

$$\lambda_{V_*}^2 \lambda_{\rho_w} = \lambda_{\gamma'_s} \lambda_D$$

$$\lambda_\gamma = \lambda_D$$

$$\lambda_{\rho_w} = \lambda_{\rho_s}$$

$$\lambda_{\gamma'_s} = \lambda_{\rho_s} \lambda_g$$

(16),(17),(18)

es decir, 5 ecuaciones con 8 incógnitas:

$$\nu, g, \rho_w, D, \rho_s, V_*, \gamma, \gamma'_s$$

lo que supone 3 grados de libertad, que quedan cubiertos al elegir (caso habitual) el mismo fluido en modelo y prototipo.

En efecto, debido a razones tanto técnicas como económicas, los modelos físicos convencionales operan con el mismo fluido que el prototipo (agua). Además ambos están en el mismo campo gravitatorio (terrestre). Ello significa que la reproducción de la turbulencia en un modelo reducido froudiano geométricamente similar, es imposible en principio (siempre que el modelo opere con el fluido del prototipo y la aceleración de la gravedad sea uno de los de los parámetros característicos).

De la utilización del mismo fluido en el mismo campo gravitatorio se tiene:

$$\lambda_{\rho_w} = \lambda_\nu = \lambda_g = 1 \quad (19)$$

convirtiéndose el sistema de 5 ecuaciones (14) a (18), en el siguiente:

$$\begin{aligned} \lambda_{V_*} &= \lambda_\nu^{1/3} = 1 \\ \lambda_\gamma &= \lambda_\nu^{2/3} = 1 \\ \lambda_D &= \lambda_\nu^{2/3} = 1 \\ \lambda_{\rho_s} &= \lambda_{\rho_w} = 1 \\ \lambda_{\gamma'_s} &= \lambda_{\rho_w} = 1 \end{aligned} \quad (20) \text{ a } (24)$$

del que se concluye, en principio, que un modelo físico a escala distinta de la natural (=1) es imposible que se comporte de forma hidráulicamente semejante. Surge la necesidad de relajar la semejanza de alguno de los parámetros adimensionales X_i .

Como el material de lecho se transportará fundamentalmente como carga de lecho, y si además se cumple que

$$Re_* = \frac{V_* D}{\nu} > 70 \quad (25)$$

la influencia de Re_* puede despreciarse, con lo que el sistema de ecuaciones (14) a (18) constituido por las 5 relaciones de semejanza establecidas anteriormente, quedará, para

$$\lambda_{\gamma_s} = \lambda_{\rho_w} = \lambda_{\rho_s} = 1 \quad (26)$$

como sigue:

$$\begin{aligned} \lambda_{v^*} &= \lambda_D^{1/2} \\ \lambda_y &= \lambda_D \\ \lambda_{\rho_s} &= 1 \end{aligned} \quad (27) \text{ a } (29)$$

De este último sistema se deduce que el material de lecho en el modelo constará de granos reducidos en la misma proporción que las dimensiones geométricas macroscópicas del flujo, y cuya densidad (o peso específico) sea la misma que en el prototipo.

Si combinamos los últimos resultados con las relaciones de escala del flujo líquido en régimen estacionario en estado turbulento rugoso, quedará:

$$\begin{aligned} \lambda_v &= \lambda_{v^*} = \lambda_y^{1/2} \\ \lambda_y &= \lambda_D = \lambda_L = \lambda_k = \lambda_z \\ \lambda_p &= \lambda_{\rho_s} = \lambda_1 = 1 \end{aligned} \quad (27) \text{ a } (35)$$

o sea, un sistema de 9 ecuaciones con 10 incógnitas, lo que implica la existencia de UN GRADO DE LIBERTAD, λ_L , LA ESCALA GEOMÉTRICA, lo que hará posible la modelación a escala reducida.

La aplicación de estos condicionantes conjuntamente con

$$\lambda_F = 1$$

impone que en el modelo, los valores de cualquier n° de Reynolds referido al flujo en lámina libre que aquí se investiga, serán más pequeños que el prototipo, es decir,

$$\lambda_{Re} < 1$$

Sin embargo, los fenómenos que se pretenden estudiar, tales como el tamaño de los remolinos macroturbulentos, separación del flujo, ..., y en general cualquier característica lineal L asociada con la estructura interna a gran escala del flujo, está relacionada con la dimensión del flujo externa

(calado) por una constante de proporcionalidad, y por tanto, independientemente del valor del n° de Reynolds.

En resumen, que la reproducción de estos fenómenos es adecuada en un modelo froudiano no distorsionado con unas dimensiones físicas tales que se mantenga la escala de rugosidades, puesto que una reducción de escala inadecuada puede transformar el movimiento turbulento original en laminar, y con ello el mecanismo físico de disipación de energía.

Éstos son los criterios básicos de semejanza, a los que habrá que añadir las condiciones límites físicas, técnicas y económicas de aplicación de aquellos, que llevan a la elección óptima de la escala.

a) Límite de espacio disponible en el Laboratorio.

El modelo ha de ubicarse en el recinto cerrado exterior del *Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia*, estando acoplado a un depósito de alimentación con un vertedero general, situado en la sección inicial del modelo en sentido positivo del avance del flujo y a una canaleta de retorno al depósito subterráneo principal. La zona de ocupación máxima es de $30 \times 7 \text{ m}^2$.

Las dimensiones geométricas que se manejan son las siguientes:

- Longitud a reproducir en el prototipo: 800 m. aproximadamente.
- Longitud total disponible en el laboratorio: 30 m.
- Longitud de la zona de medición de caudales, tranquilización del flujo y retorno al depósito: 4 m.
- Longitud total (máxima) de superestructura del modelo: $30 - 4 = 26 \text{ m}$.

La limitación de la escala geométrica va a encontrarse en la dimensión horizontal más que en la vertical. Obtengamos la escala geométrica longitudinal máxima:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p} = \frac{26}{800} = \frac{1}{30.77}$$

$$\lambda_L \leq 1/31$$

(36)

La máxima anchura a reproducir es del orden de 100 m. con lo que tendremos:

$$\lambda_b = \frac{b_m}{b_p} = \frac{7}{150} = \frac{1}{21.43}$$

$$\lambda_p \leq 1/22$$

(37)

b) Capacidad máxima de suministro de caudales al modelo.

En la zona de ubicación del modelo se dispone de un circuito hidráulico abastecido por una electrobomba con capacidad máxima de 490.000 litros/hora (136 litros/segundo) y que, calculadas las pérdidas de carga en codos, válvulas compuerta y tubería, se restringe a 120 litros/segundo en cabecera del modelo.

Por tanto, para un caudal máximo en el prototipo de 912 m³/seg., resulta:

$$\lambda_Q = \frac{Q_m}{Q_p} = \frac{0.120}{912} = \lambda^{5/2}$$

$$\lambda = (\lambda_Q)^{2/5} = 0.0001316$$

$$\lambda_Q \leq 1/36$$

(38)

c) Tolerancia máxima permitida en las dimensiones geométricas del modelo (incluso calados).

Los aparatos de medida utilizados tienen una tolerancia de ±0.1 mm. Si consideramos válido este error en cualquier dimensión geométrica, debe suponer como máximo, un 1% del valor de esa dimensión. Ello va a repercutir fundamentalmente en los calados y, por tanto, el calado mínimo a considerar será tal que:

$$1\% s/(Y_{\min})_m = 0.0001 \text{ m.}$$

$$(Y_{\min})_m = 0.0001 / 0.01 = 0.01 \text{ m.}$$

Si tomamos como límite inferior de calados a comprobar, el mínimo a lo largo de la curva de remanso en el tramo a encauzar, calculada para el caudal mínimo de 100 m³/s, y que resulta (Y_{min})_p = 1.86 m., correspondiente al escalón de fondo entre las cotas -1.00 m. y -1.50 m., obtendremos:

$$\lambda_L = \frac{(Y_{\min})_m}{(Y_{\min})_p} = \frac{0.01}{1.86} = \frac{1}{186}$$

$$\lambda_L \geq 1/186$$

(39)

d) Mantenimiento del régimen de flujo turbulento rugoso.

Como ya se ha comentado anteriormente, la turbulencia está asociada con el número de Reynolds de flujo.

El caudal en el modelo debe ser tal que el coeficiente de fricción sea independiente de R_e, y ello ocurre cuando (R_e)_m es mayor que el que comienza a caracterizar la región donde la resistencia es proporcional al cuadrado de la velocidad, es decir,

$$(R_e)_m \geq (R_e)_v^2 \quad (40)$$

Para el encauzamiento a escala natural, esta condición se cumplirá siempre, por tanto, para el modelo deberá cumplirse también. Ello se conseguirá para escalas que queden comprendidas según los criterios de *Russell y Chow*, para el caso de flujo en lámina libre:

$$\lambda_L > \left[\frac{1000}{\left(\frac{VR_H}{v} \right)_p} \right]^{2/3} \quad (41)$$

En el caso más desfavorable de los caudales a ensayar, tendremos (para el prototipo):

$$Q = 573 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (T = 50 años)}$$

$$V \text{ (sección 2)} = 1.49 \text{ m/s}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 4.63 \text{ m}$$

$$\text{Viscosidad cinemática} = 1.5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\lambda_L > \left[\frac{1000}{\left(\frac{1.49 \times 4.63}{2 \times 10^{-6}} \right)} \right]^{2/3} = \frac{1}{276.56}$$

$$\lambda_L \geq 1/276$$

(42)

e) Condición de flujo turbulento completamente desarrollado, de Yalin.

$$\lambda_y > \left[\frac{70}{\left(\frac{V_* K_s}{v} \right)_p} \right]^{2/3} \quad (43)$$

Para las condiciones establecidas en d), tendremos:

$$I = \frac{V^2 n^2}{R_H^{4/3}} = \frac{(1.49 \times 0.041)^2}{(4.63)^{4/3}} = 0.0004836$$

$$V_* = \sqrt{g Y I} = \sqrt{9.81 \times 4.8 \times 0.0004836} = 0.1509 \text{ m/s}$$

$$\lambda_y > \left[\frac{70}{\left(\frac{0.1509 \times 0.40}{0.0000015} \right)} \right]^{2/3} = \frac{1}{69.14}$$

$$\lambda_L \geq 1/69$$

(44)

f) Condición límite para investigación de socavaciones localizadas.

A diferencia de un largo cauce, es más apropiado analizar esta condición con la velocidad media de paso del flujo a través de la estructura

$$\bar{V} = c' V_* \quad (45)$$

Así pues, para el encauzamiento a escala natural, y considerando la distribución logarítmica de velocidades en flujo turbulento rugoso,

$$\frac{\bar{V}}{V_*} = \frac{V_{MAX}}{V_*} - 2.5 \quad (46)$$

$$\frac{V_{MAX}}{V_*} = \frac{1}{K} \ln \frac{y}{k_s} + B_s \quad (47)$$

$$\frac{\bar{V}}{V_*} = c' = \frac{1}{K} \ln \frac{y}{k_s} + B_s - 2.5$$

y como en flujo turbulento rugoso, $B_s = 8.5$, resulta:

$$c' \cong 2.5 \ln \left(11 \frac{y}{D_{50}} \right)$$

y la condición buscada resulta:

$$\lambda_D = \lambda_y > \left[\frac{70 \times (c')_p}{\left(\frac{V D_{50}}{v} \right)_p} \right]^{2/3} \quad (48)$$

En nuestro caso,

$$c' \cong 2.5 \ln \left(11 \frac{4.8}{0.4} \right) = 12.207$$

$$\lambda_D = \lambda_y > \left[\frac{70 \times 12.207}{\left(\frac{1.49 \times 0.4}{0.0000015} \right)} \right]^{2/3} = \frac{1}{60.02}$$

$$\lambda_L \geq 1/60$$

(49)

Si recapitulamos, obtenemos como intervalo más estricto,

$$\frac{1}{36} \geq \lambda_L \geq \frac{1}{60}$$

(50)

En base a este intervalo y de acuerdo con la experiencia internacional en el tema, elegimos como escala geométrica no distorsionada del modelo, la de

$$\lambda_L \geq 1/50$$

(51)

Para aceptar definitivamente esta escala como válida, se realizan las siguientes comprobaciones:

e) Condición límite rugosidad relativa.

Esta condición establece que la rugosidad relativa en el modelo debe ser lo suficientemente pequeña para no perturbar el tipo de flujo. De acuerdo con la experiencia dicho límite es:

$$\left(\frac{R_H}{K}\right)_m \geq 5 \quad (52)$$

o bien,

$$K_m \leq \frac{(R_H)_m}{5} = \frac{(R_H)_p}{5} \times \lambda_L$$

Para $\lambda_L = 1/50$, queda:

$$K_m \leq \frac{1.59}{5} \times \frac{1}{50} = 0.00636 \text{ m.}$$

que evidentemente es menor que el valor requerido para no distorsionar el flujo.

f) Condición límite de elección de materiales de construcción del modelo, por semejanza de rugosidades.

Utilizando las expresiones más habituales al efecto,

$$\text{Manning : } I_f = \frac{v^2 \times n^2}{R_H^{4/3}} \quad (53)$$

$$\text{Strickler : } n = 0.04117 \times K_s^{1/6} \quad (54)$$

resulta, introduciendo los factores de escala,

$$\lambda_{I_f} = \frac{\lambda_v^2 \times \lambda_n^2}{\lambda_{R_H}^{4/3}} \quad (55)$$

$$\lambda_n = \lambda_{K_s}^{1/6}$$

y operando con la ayuda de las relaciones de escala obtenidas anteriormente,

$$\lambda_n = \lambda_{K_s}^{1/6} = \lambda_{R_H}^{1/6} = \lambda^{1/6}$$

Para un coeficiente de resistencia por fricción de Manning representativo del prototipo, de $n = 0.04$, se tiene:

$$n_m = n_p \times \lambda^{1/6} = 0.04 \left(\frac{1}{50}\right)^{1/6} = 0.0208$$

lo cual no es ningún problema, ya que esto se cumple para los materiales empleados en la construcción del modelo (grava a escala geométrica).

g) Condición límite para la validez de la semejanza en el comienzo del arrastre de sedimentos.

Esta condición asegura que las fuerzas actuantes sobre el material del lecho en el modelo sean debidas a su resistencia frontal, siendo despreciables las debidas a efectos viscosos.

Según los resultados experimentales en los que se basas el diagrama de Shields, la relación a cumplir es:

$$(R_e)_m = (V_* D/v)_m > 3.5 \quad (56)$$

y como

$$(R_e)_m = \lambda_L^{3/2} (R_e)_p$$

la desigualdad (56) puede expresarse como

$$\lambda_L^{3/2} \left(\frac{V_* D}{v}\right)_p > 3.5$$

En nuestro caso,

$$\left(\frac{1}{50}\right)^{3/2} \left(\frac{1.49 \times 0.4}{0.0000015}\right) = 1123.8 \gg 3.5$$

restricción de sobra cumplida para la escala elegida.

Todo ello permite concluir que la escala geométrica no distorsionada $\lambda = 1/50$ es perfectamente válida para el estudio de los problemas hidráulicos planteados, mediante modelación física y sin esperar efectos de escala significantes en las medidas de alturas, las velocidades del agua, transporte de material de lecho y socavaciones localizadas, teniendo en cuenta las características del modelo.

4.3.- CONSTRUCCIÓN DEL MODELO REDUCIDO HIDRÁULICO

En epígrafes precedentes se ha llegado a la conclusión de la necesidad de construir un modelo reducido físico de la propuesta de **Solución II** del tramo final y desembocadura al mar del **barranco de Las Ovejas**.

Después de un análisis exhaustivo de escalas, se ha decidido la construcción de un modelo físico a escala geométrica no distorsionada 1/50 del citado encauzamiento. El modelo debe conllevar asociado un circuito hidráulico cerrado, que parta y llegue a un depósito de reciclado de agua, y todo ello deberá ubicarse en el **Laboratorio exterior de Obras Hidráulicas del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia**.

En este epígrafe se describen los trabajos preliminares del modelo físico, en dos partes perfectamente diferenciadas:

- Infraestructura de transporte de los caudales necesarios para la operación del modelo.
- Superestructura del modelo propiamente dicha.

4.3.1.- Infraestructura del circuito hidráulico de suministro.

Como infraestructura de transporte de caudales se han utilizado las instalaciones generales existentes al efecto en el citado laboratorio, a las que se han adaptado los dispositivos de alimentación y retorno construidos ex_profeso para el presente estudio.

Las instalaciones propias del laboratorio que se han utilizado para este caso, son:

- Depósito subterráneo, de ubicación totalmente exterior al edificio del laboratorio cubierto, con capacidad para 300 m³ y dispositivos auxiliares para desagüe del fondo y aliviaderos conectados al alcantarillado general.
- Canal de enlace depósito-pozo de aspiración, también totalmente subterráneo, finalizando en el interior del laboratorio de Hidráulica, junto al grupo electrobomba que realiza la aspiración.
- Sistema de aspiración-impulsión, constituido por:
 - ◆ Tubería de aspiración de fibrocemento, con diámetro interior de 20 cm..
 - ◆ Grupo electrobomba, cuyas características son:
 - Caudal máximo: 490.000 litros/hora

- Potencia: 37 Kw
- R.P.M.: 1460
- Frecuencia: 50 Hz
- $\cos \varphi = 0.86$

- ◆ Tubería de impulsión de fibrocemento, de diámetro interior de 30 cm., con diversas válvulas compuertas para regulación y control de los caudales de salida hacia los modelos físicos.
- ◆ Depósito de carga: La tubería de impulsión conduce el agua bombeada desde el depósito subterráneo hasta un depósito superficial exterior de ladrillo armado, de 1 m. de diámetro interior y 3.5 m. de altura, para suministrar por gravedad los caudales al modelo en cuestión.

Las instalaciones que se han construido para suministro y retorno de los caudales al modelo reducido del encauzamiento del Barranco de Las Ovejas, son:

- Arqueta de recepción y medida de caudales: se sitúa aguas abajo del depósito de carga, recibiendo los caudales de éste a través de un canal. Tras una primera tranquilización del flujo, se realiza la medición mediante vertedero en pared delgada, aguas abajo del cual se tranquiliza nuevamente el flujo y se conduce hasta la cabecera del modelo (**ANEJO FOTOGRAFICO : Foto 1**).
- Canal de alimentación de la balsa-depósito tras la desembocadura (para reproducir el efecto de la marea meteorológica).
- Canal de retorno: se sitúa inmediatamente aguas abajo del modelo del tramo a encauzar y en una margen de la balsa-depósito anterior. La entrada a este canal es múltiple, pues consta de un amplio vertedero en pared gruesa y dos compuertas de tajaderas regulables, para el ajuste fino del nivel impuesto de marea meteorológica (**Foto 2**).

4.3.2.- Superestructura del modelo reducido

El primer trabajo a realizar es el replanteo de la traza y puntos característicos del modelo del encauzamiento prediseñado con ayuda del modelo matemático (**fotos 5 y 6**).

Una vez situados los puntos sobre la losa de apoyo, se ha levantado la superestructura del modelo del encauzamiento y espigones costeros en ladrillo y mortero de cemento, que consta de las siguientes partes, en el sentido de avance del agua:

- Tramo de cauce de aproximación a la zona de ubicación del primer azud, en una longitud aproximada de unos 50 m según prototipo.
- Primer azud del encauzamiento (en adelante azud de San Gabriel), con dientes deflectores del flujo y disipadores de energía colocados al tresbolillo a lo largo del cuerpo del azud (de tipología WES). El cuerpo del azud así como los dientes provisionales (dimensiones de prueba) se han realizado en escayola pintada, mientras que los definitivos en resina con polvo de mármol. Al pie del azud se ha construido el cuenco de amortiguamiento en plexi, al final del cual se dispone un umbral dentado (mixto de dientes de resina y rampas a contrapendiente de plexi) (Fotos 7 y 8).

Inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de esta estructura se sitúan sendas protecciones del lecho del cauce con árido tamizado, para cumplir las conclusiones del modelo HEC-RAS. Para los valores recomendados en el modelo matemático, se ha utilizado árido calizo con peso específico entre 2.62 y 2.67 Ton/m³ y tamizado automático con las cribas estandar de las normas UNE (Fotos 9 a 11).

- Tramo principal del encauzamiento entre los azudes-vertedero, reproduciendo los muros laterales en ladrillo y mortero de cemento, y el lecho en los tramos horizontales y escalón intermedio, con gravilla de granulometría tamizada (Fotos 12 a 14).
- Segundo azud del encauzamiento, situado unos 30 m. hacia aguas arriba de la localización del actual azud con tajamar, y con una cota de coronación cercana a los 2 m. por debajo del nivel del mar. El perfil también es de tipología WES y se ha construido en resina con polvo de mármol (Fotos 15 y 16).
- Zona de la desembocadura: Se reproducen en el modelo las estructuras de los puentes de la carretera nacional N-332 y el puente del ferrocarril Alicante-Murcia. Los tableros se han construido en metacrilato de metilo transparente, mientras que para las pilas se ha utilizado la resina con polvo de mármol. El lecho entre el segundo azud y la salida del puente del ferrocarril se cubre también con la gravilla tamizada para conseguir la rugosidad calculada con el modelo matemático (Fotos 17 y 18).
- Zona marítima en el entorno de la desembocadura: Comprende la zona entre diques-espigones de escollera que se adentran en el mar. Los diques-espigones se han construido con ladrillo y mortero de cemento, con recubrimiento de grava de granulometría a escala. También se ha reproducido la plataforma de escollera y el escalón final entre espigones, hasta la cota -4 m. (Fotos 27 y 28).

4.3.3.- Sistemas de medición de las variables hidráulicas

Las variables hidráulicas a controlar en el modelo reducido son los caudales circulantes así como los calados impuestos aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Como dispositivos auxiliares, además de las rejillas de tranquilización del flujo en cabecera del modelo, se dispone de los multi-limímetros necesarios para la medición de calados en cualquier sección del modelo (Fotos 3 y 4). Asimismo, se dispone del correspondiente limnómetro para la medición de niveles en el vertedero aforador de caudales.

En cuanto a los niveles impuestos en el modelo, se ha diseñado dos compuertas de abertura regulable en función del caudal de ensayo, situadas en la sección final del modelo.

Por lo que respecta al caudal de ensayo correspondiente al caudal máximo de diseño, se controla mediante vertedero triangular en pared delgada situado aguas arriba del punto de inicio del encauzamiento, en la cubeta construida al efecto. Dicho vertedero ha sido diseñado y calibrado de acuerdo con las recomendaciones del *Laboratorio de Hidráulica de Delft* (Holanda) y sus características principales se indican en las figuras 10 y 11.

En las cubetas de alimentación y descarga se han incorporado sendos limnómetros para medir la altura de carga de vertido, situado a una distancia suficiente del punto de descarga del modelo para evitar el efecto de las oscilaciones de la lámina vertiente, siendo además necesario el uso de varias rejillas en el interior de las cubetas, para amortiguar este efecto.

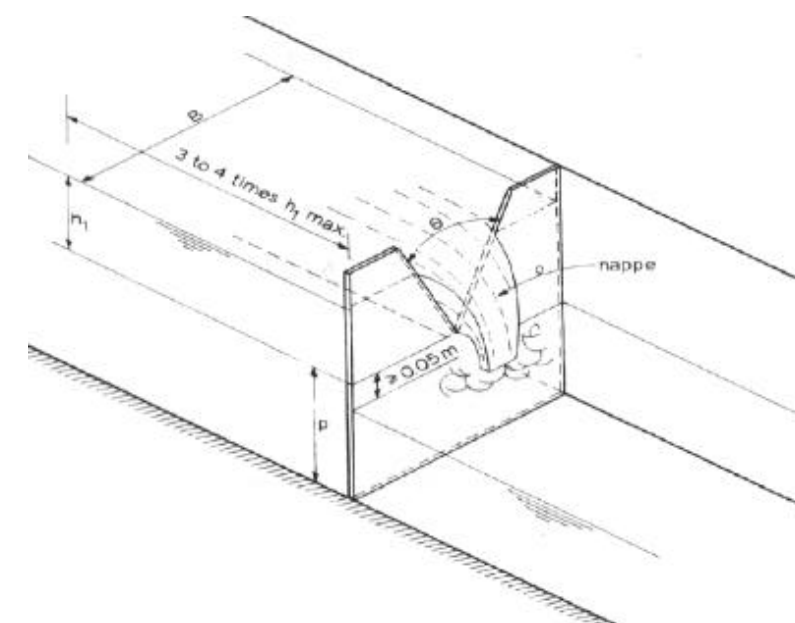


FIGURA 10.- Vertedero triangular en pared delgada.

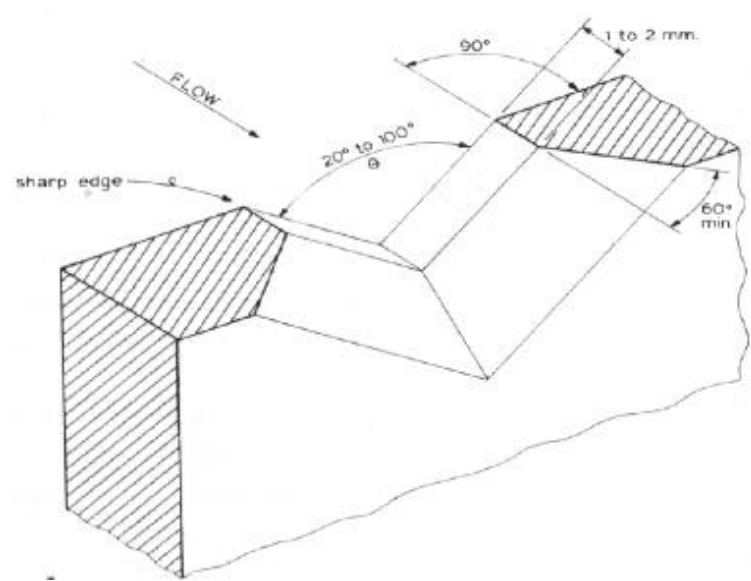


FIGURA 11.- Características de los vertederos triangulares.

El caudal de cálculo se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = C_e \frac{8}{15} (2g)^{1/2} \operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right) h_1^{2.5}$$

Para poder aplicar esta ecuación a los casos de régimen con vena parcial o completamente contracta que puedan darse en el estudio, es necesario modificarla y sustituirla por la ecuación propuesta por **Kindsvater y Carter**:

$$Q = C_e \frac{8}{15} (2g)^{1/2} \operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right) h_e^{2.5}$$

donde θ , es el ángulo del vertedero, h_e , es la altura efectiva que es igual a $h_1 + k_h$, siendo k_h una constante que representa los efectos combinados de las propiedades del flujo.

Empíricamente, el valor definido por esta constante viene en función del ángulo del vertedero, tal y como se puede ver en la figura 12.

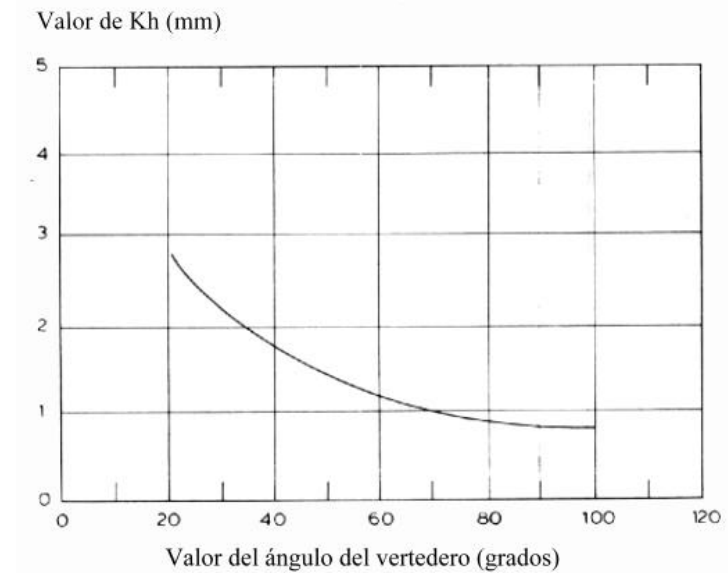


FIGURA 12.- Valor de k_h en función del ángulo del vertedero θ (grados).

y por otra parte, se tiene que para una temperatura normal del agua (5° a 30°), el coeficiente efectivo del caudal, C_e , para este tipo de vertederos, es función de tres variables.

$$C_e = f(h_1/p, p/B_1, \theta)$$

Si se cumplen las relaciones $h_1/p \leq 0.4$ y $p/B_1 \leq 0.2$, el vertedor está completamente ajustado y C_e llega a ser una función solamente del ángulo del vertedero (figura 13).

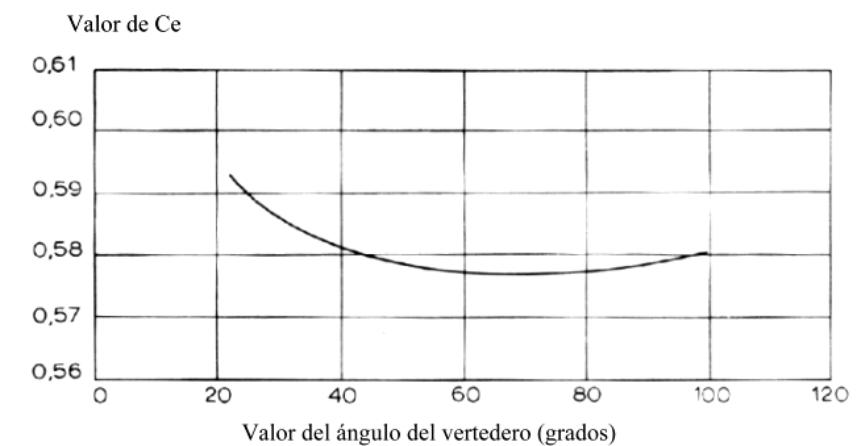


FIGURA 13.- Coeficiente de descarga C_e en función del ángulo del vertedor θ

Si la lámina vertiente no está completamente desarrollada, el coeficiente efectivo del caudal, C_e , puede tomarse de la figura 14 para un ángulo de 90° .

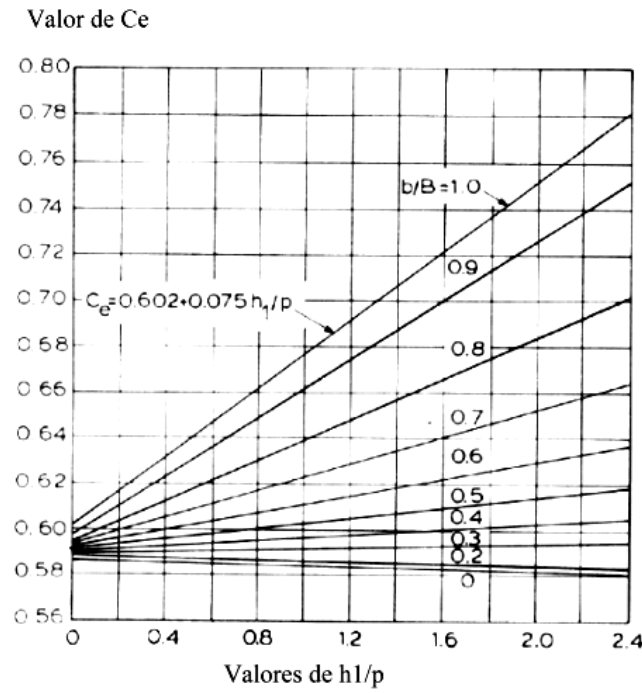


FIGURA 14.- Valor de C_e como función de b/B y h_1/p

Por lo tanto, y a partir de todo lo expuesto, los vertedores utilizados de pared delgada y 90° , cumplen todas las condiciones mencionadas anteriormente, por tanto, a partir de las siguientes tablas sabiendo el ángulo θ , y la altura de la lámina de agua se podrá obtener el caudal circulante por el modelo.

Hay que señalar que para poder utilizar correctamente esta tabla hay que convertir los caudales del prototipo a caudales en el modelo aplicando el factor de escala correspondiente, y con este valor entrar en la tabla adjunta (tabla 5).

h1 Caudal l/seg				h1 Caudal l/seg				h1 Caudal l/seg				h1 Caudal l/seg			
metros	90°	± 90°	± 90°	metros	90°	± 90°	± 90°	metros	90°	± 90°	± 90°	metros	90°	± 90°	± 90°
0.050	0.803	0.406	0.215	0.100	4.420	2.249	1.161	0.150	12.066	6.130	3.140	0.200	24.719	12.506	6.379
0.051	0.843	0.427	0.225	0.101	4.530	2.305	1.190	0.151	12.267	6.231	3.192	0.201	25.028	12.662	6.458
0.052	0.884	0.448	0.236	0.102	4.641	2.362	1.219	0.152	12.471	6.334	3.245	0.202	25.339	12.819	6.537
0.053	0.926	0.469	0.247	0.103	4.754	2.420	1.249	0.153	12.676	6.437	3.297	0.203	25.652	12.977	6.617
0.054	0.970	0.491	0.259	0.104	4.869	2.478	1.278	0.154	12.883	6.542	3.350	0.204	25.969	13.136	6.698
0.055	1.015	0.514	0.271	0.105	4.985	2.537	1.309	0.155	13.093	6.648	3.404	0.205	26.288	13.296	6.780
0.056	1.061	0.537	0.283	0.106	5.103	2.598	1.339	0.156	13.304	6.755	3.458	0.206	26.610	13.457	6.862
0.057	1.108	0.561	0.295	0.107	5.222	2.659	1.371	0.157	13.517	6.863	3.513	0.207	26.934	13.620	6.944
0.058	1.156	0.586	0.308	0.108	5.344	2.720	1.402	0.158	13.732	6.971	3.568	0.208	27.261	13.784	7.028
0.059	1.206	0.611	0.321	0.109	5.467	2.783	1.434	0.159	13.950	7.081	3.624	0.209	27.590	13.949	7.111
0.060	1.257	0.637	0.334	0.110	5.592	2.847	1.466	0.160	14.169	7.192	3.680	0.210	27.921	14.115	7.196
0.061	1.309	0.663	0.348	0.111	5.719	2.911	1.499	0.161	14.391	7.304	3.737	0.211	28.254	14.282	7.281
0.062	1.362	0.691	0.362	0.112	5.847	2.976	1.533	0.162	14.614	7.417	3.794	0.212	28.588	14.450	7.366
0.063	1.417	0.718	0.376	0.113	5.977	3.042	1.566	0.163	14.840	7.531	3.852	0.213	28.924	14.620	7.453
0.064	1.473	0.747	0.391	0.114	6.108	3.109	1.601	0.164	15.067	7.646	3.911	0.214	29.264	14.794	7.539
0.065	1.530	0.776	0.406	0.115	6.242	3.177	1.635	0.165	15.297	7.762	3.969	0.215	29.607	14.964	7.627
0.066	1.588	0.806	0.421	0.116	6.377	3.246	1.670	0.166	15.529	7.879	4.029	0.216	29.953	15.138	7.715
0.067	1.648	0.836	0.437	0.117	6.514	3.315	1.706	0.167	15.763	7.998	4.089	0.217	30.301	15.313	7.803
0.068	1.710	0.867	0.453	0.118	6.653	3.386	1.742	0.168	15.999	8.117	4.149	0.218	30.651	15.489	7.893
0.069	1.772	0.899	0.470	0.119	6.793	3.457	1.778	0.169	16.237	8.237	4.210	0.219	31.004	15.666	7.982
0.070	1.836	0.932	0.486	0.120	6.935	3.529	1.815	0.170	16.477	8.358	4.272	0.220	31.359	15.844	8.073
0.071	1.901	0.965	0.503	0.121	7.079	3.602	1.853	0.171	16.719	8.481	4.334	0.221	31.717	16.024	8.164
0.072	1.967	0.999	0.521	0.122	7.224	3.677	1.891	0.172	16.964	8.604	4.397	0.222	32.077	16.204	8.255
0.073	2.035	1.033	0.539	0.123	7.372	3.751	1.929	0.173	17.210	8.728	4.460	0.223	32.439	16.386	8.347
0.074	2.105	1.069	0.557	0.124	7.522	3.827	1.968	0.174	17.459	8.854	4.524	0.224	32.803	16.570	8.441
0.075	2.176	1.105	0.575	0.125	7.673	3.904	2.007	0.175	17.709	8.980	4.588	0.225	33.168	16.754	8.535
0.076	2.248	1.141	0.594	0.126	7.827	3.982	2.046	0.176	17.963	9.108	4.653	0.226	33.535	16.940	8.629
0.077	2.322	1.179	0.613	0.127	7.982	4.060	2.086	0.177	18.219	9.237	4.718	0.227	33.907	17.127	8.724
0.078	2.397	1.217	0.633	0.128	8.139	4.140	2.127	0.178	18.478	9.367	4.784	0.228	34.282	17.315	8.819
0.079	2.473	1.256	0.653	0.129	8.298	4.220	2.168	0.179	18.738	9.497	4.851	0.229	34.659	17.504	8.915
0.080	2.551	1.296	0.673	0.130	8.458	4.302	2.209	0.180	19.001	9.629	4.918	0.230	35.039	17.695	9.011
0.081	2.630	1.336	0.694	0.131	8.621	4.384	2.251	0.181	19.265	9.762	4.986	0.231	35.421	17.886	9.108
0.082	2.710	1.377	0.715	0.132	8.785	4.467	2.294	0.182	19.531	9.896	5.054	0.232	35.806	18.079	9.207
0.083	2.792	1.419	0.737	0.133	8.951	4.551	2.337	0.183	19.800	10.032	5.122	0.233	36.193	18.274	9.306
0.084	2.876	1.462	0.759	0.134	9.119	4.636	2.380	0.184	20.071	10.168	5.192	0.234	36.582	18.469	9.405
0.085	2.961	1.505	0.781	0.135	9.289	4.722	2.424	0.185	20.345	10.305	5.261	0.235	36.974	18.666	9.504
0.086	3.048	1.549	0.803	0.136	9.461	4.809	2.468	0.186	20.621	10.444	5.332	0.236	37.369	18.864	9.605
0.087	3.136	1.594	0.826	0.137	9.634	4.897	2.513	0.187	20.899	10.584	5.403	0.237	37.766	19.063	9.706
0.088	3.225	1.640	0.850	0.138	9.810	4.986	2.559	0.188	21.180	10.726	5.475	0.238	38.166	19.263	9.808
0.089	3.316	1.686	0.874	0.139	9.987	5.075	2.604	0.189	21.463	10.867	5.547	0.239	38.568	19.465	9.910
0.090	3.409	1.734	0.898	0.140	10.167	5.166	2.651	0.190	21.748	11.010	5.620	0.240	38.973	19.668	10.013
0.091	3.503	1.782	0.922	0.141	10.348	5.258	2.697	0.191	22.034	11.155	5.693	0.241	39.380	19.872	10.116
0.092	3.598	1.830	0.947	0.142	10.532	5.351	2.744	0.192	22.322	11.300	5.766	0.242	39.790	20.079	10.220
0.093	3.696	1.880	0.973	0.143	10.717	5.444	2.792	0.193	22.612	11.447	5.841	0.243	40.202	20.287	10.325
0.094	3.795	1.930	0.998	0.144	10.904	5.539	2.840	0.194	22.906	11.595	5.916	0.244	40.617	20.496	10.430
0.095	3.895	1.981	1.025	0.145	11.093	5.635	2.889	0.195	23.203	11.743	5.992	0.245	41.034	20.705	10.536
0.096	3.997	2.033	1.051	0.146	11.284	5.732	2.938	0.196	23.501	11.893	6.068	0.246	41.454	20.916	10.642
0.097	4.101	2.086	1.078	0.147	11.476	5.830	2.988	0.197	23.802	12.044	6.145	0.247	41.877	21.127	10.750
0.098	4.206	2.139	1.106	0.148	11.671	5.929	3.038	0.198	24.106	12.197	6.222	0.248	42.302	21.340	10.858
0.099	4.312	2.194	1.133	0.149	11.867	6.029	3.089	0.199	24.411	12.351	6.300	0.249	42.730	21.555	10.967

h ₁ metros	Caudal		l/seg	h ₁ metros	Caudal		l/seg	h ₁ metros	Caudal		l/seg
	90°	± 90°	± 90°		90°	± 90°	± 90°		90°	± 90°	± 90°
0.250	43.160	21.772	11.077	0.300	68.106	34.268	17.410	0.350	100.19	50.313	25.312
0.251	43.593	21.990	11.187	0.301	68.675	34.552	17.555	0.351	100.91	50.672	25.693
0.252	44.028	22.209	11.299	0.302	69.246	34.837	17.700	0.352	101.63	51.033	25.875
0.253	44.466	22.429	11.410	0.303	69.821	35.124	17.845	0.353	102.36	51.397	26.057
0.254	44.907	22.649	11.523	0.304	70.398	35.412	17.992	0.354	103.08	51.758	26.240
0.255	45.350	22.873	11.635	0.305	70.980	35.702	18.139	0.355	103.81	52.121	26.424
0.256	45.796	23.098	11.749	0.306	71.568	35.995	18.287	0.356	104.54	52.487	26.609
0.257	46.245	23.323	11.863	0.307	72.159	36.290	18.435	0.357	105.28	52.856	26.794
0.258	46.696	23.549	11.978	0.308	72.750	36.585	18.585	0.358	106.02	53.227	26.981
0.259	47.150	23.777	12.094	0.309	73.341	36.880	18.735	0.359	106.77	53.596	27.168
0.260	47.606	24.005	12.210	0.310	73.936	37.177	18.885	0.360	107.52	53.967	27.355
0.261	48.065	24.235	12.326	0.311	74.534	37.477	19.037	0.361	108.27	54.340	27.544
0.262	48.527	24.466	12.443	0.312	75.135	37.779	19.189	0.362	109.02	54.717	27.733
0.263	48.991	24.699	12.561	0.313	75.738	38.081	19.342	0.363	109.78	55.096	27.923
0.264	49.458	24.933	12.680	0.314	76.344	38.384	19.495	0.364	110.54	55.473	28.114
0.265	49.928	25.168	12.799	0.315	76.954	38.687	19.650	0.365	111.30	55.852	28.306
0.266	50.400	25.404	12.920	0.316	77.566	38.995	19.805	0.366	112.06	56.231	28.498
0.267	50.876	25.642	13.041	0.317	78.181	39.304	19.960	0.367	112.84	56.616	28.691
0.268	51.353	25.881	13.162	0.318	78.802	39.615	20.117	0.368	113.62	57.003	28.885
0.269	51.834	26.121	13.284	0.319	79.428	39.927	20.274	0.369	114.39	57.391	29.080
0.270	52.317	26.363	13.407	0.320	80.057	40.241	20.432	0.370	115.17	57.780	29.275
0.271	52.802	26.606	13.529	0.321	80.685	40.553	20.590	0.371	115.95	58.171	29.472
0.272	53.291	26.851	13.653	0.322	81.314	40.867	20.750	0.372	116.73	58.560	29.669
0.273	53.782	27.098	13.778	0.323	81.947	41.184	20.910	0.373	117.52	58.950	29.867
0.274	54.276	27.347	13.903	0.324	82.583	41.503	21.071	0.374	118.31	59.345	30.065
0.275	54.772	27.596	14.030	0.325	83.222	41.824	21.232	0.375	119.11	59.742	30.264
0.276	55.272	27.845	14.157	0.326	83.863	42.147	21.395	0.376	119.91	60.141	30.465
0.277	55.774	28.097	14.284	0.327	84.508	42.471	21.558	0.377	120.71	60.542	30.666
0.278	56.282	28.351	14.413	0.328	85.155	42.796	21.721	0.378	121.52	60.944	30.867
0.279	56.794	28.607	14.542	0.329	85.806	43.123	21.886	0.379	122.32	61.346	31.070
0.280	57.306	28.863	14.671	0.330	86.459	43.451	22.051	0.380	123.13	61.747	31.273
0.281	57.819	29.119	14.802	0.331	87.116	43.779	22.217	0.381	123.94	62.150	31.477
0.282	58.335	29.377	14.933	0.332	87.775	44.107	22.384				
0.283	58.853	29.638	15.065	0.333	88.438	44.438	22.551				
0.284	59.375	29.901	15.197	0.334	89.103	44.773	22.719				
0.285	59.899	30.163	15.330	0.335	89.772	45.108	22.888				
0.286	60.425	30.427	15.464	0.336	90.448	45.446	23.058				
0.287	60.955	30.691	15.598	0.337	91.128	45.785	23.228				
0.288	61.487	30.959	15.734	0.338	91.811	46.125	23.400				
0.289	62.023	31.229	15.870	0.339	92.499	46.467	23.572				
0.290	62.560	31.499	16.006	0.340	93.175	46.810	23.744				
0.291	63.101	31.769	16.143	0.341	93.862	47.153	23.910				
0.292	63.645	32.040	16.281	0.342	94.551	47.497	24.092				
0.293	64.195	32.315	16.420	0.343	95.244	47.842	24.267				
0.294	64.748	32.591	16.559	0.344	95.940	48.191	24.442				
0.295	65.303	32.869	16.699	0.345	96.638	48.542	24.619				
0.296	65.858	33.146	16.840	0.346	97.340	48.895	24.796				
0.297	66.416	33.424	16.982	0.347	98.045	49.249	24.974				
0.298	66.976	33.704	17.124	0.348	98.753	49.604	25.152				
0.299	67.539	33.985	17.267	0.349	99.471	49.958	25.332				

TABLA N°5- Caudales de descarga para vertedores triangulares en pared delgada según la altura de vertido (h₁) en metros.

5. - ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL MODELO DEL ENCAUZAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS

5.1.- INTRODUCCIÓN.

La investigación que se desarrolla en el presente capítulo se centra en el estudio, sobre el modelo reducido de la **Solución II** del tramo final del **barranco de Las Ovejas**, de los fenómenos de flujo que se presentarán en el prototipo al paso de los caudales de avenida y, en su caso, observación de las irregularidades de funcionamiento, estudio de las causas de las mismas, diseño de los elementos estructurales apropiados, y operación del modelo modificado con dichos elementos.

El diseño finalmente adecuado del encauzamiento se deberá basar en:

- Dar al cauce pendientes nulas por tramos escalonados, disipando la energía del flujo en los escalones, mediante estructuras al efecto (azud de San Gabriel, azud de entrega al mar) y rampas de escollera.
- Procurar un funcionamiento hidráulico fundamentalmente en régimen subcrítico, localizando el régimen supercrítico en las zona al efecto (cuenco del azud de San Gabriel) evitando el paso a régimen rápido en el cono final de apertura del cauce.
- Disminuir en lo posible las ondas estacionarias tras el resalto hidráulico que se formará en el cuenco del azud de San Gabriel, para permitir el paso seguro bajo el puente de la Calle Paraguay.
- Conseguir que los puentes de carretera y ferrocarril dejen de ser un obstáculo grave para el paso del agua en la desembocadura.
- Estabilizar las escolleras del lecho en todos sus tramos al paso de la avenida de 200 años de periodo de retorno, tanto en lo que se refiere a la estabilidad generalizada en el cauce como la estabilidad localizada en el entorno de las estructuras (cuenco de San Gabriel, azud de entrega al mar, pilas de puentes).

Los resultados de los ensayos se muestran, en el presente informe, de las siguientes formas:

- Perfil longitudinal del resalto hidráulico en el azud de San Gabriel, desde la sección crítica de vertido hasta la sección de acceso al puente de la c/Paraguay, con representación de las líneas de superficie libre esperadas

en el prototipo, a partir de los resultados de las hojas de ensayos, en el **ANEJO II. HOJAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS**.

- Resumen de instantáneas de los aspectos visuales destacables del funcionamiento hidráulico del encauzamiento, en el **ANEJO I. REPORTAJE FOTOGRÁFICO**.
- Hojas de resultados de las lecturas de los limnómetros a lo largo y ancho del encauzamiento en zonas claves, en el **ANEJO II. HOJAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS**.

5.2.- CAUDALES DE ENSAYO

Los ensayos en el modelo se han llevado a cabo intentado reproducir la forma del hidrograma típico de la zona, que es de un solo pico y una duración aproximada de 100 minutos. El periodo de retorno de proyecto es de 200 años, con un pico de caudal de 912 m³/s.

Ello supone en el modelo un caudal máximo de 51.59 litros/segundo y dado que se verifica que (según experiencias realizadas sobre modelos y corroboradas en los correspondientes prototipos) la curva de recesión del hidrograma de avenida coincide con la correspondiente a tests con flujo permanente, realizaremos ensayos a caudal constante con una duración (para el caudal de diseño), de

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} = \frac{\lambda_L}{\lambda_L^{1/2}} = \sqrt{\lambda_L}$$

$$t_m = 100 \times \left(\frac{1}{50} \right)^{1/2} \cong 14 \text{ minutos}$$

5.3.- BLOQUE I DE ENSAYOS EN MODELO REDUCIDO

Los ensayos en modelo reducido de la Solución II, se ha llevado a cabo para los caudales punta correspondientes a los periodos de retorno de 50, 100 y 200 años. En los Anejos correspondientes (Reportaje Fotográfico, Hojas de Ensayos) se aprecia el funcionamiento hidráulico. Como condición de contorno importante hay que destacar que en la balsa representativa del mar se mantiene el nivel mas desfavorable de marea meteorológica (≅0.80 m.).

De dicho funcionamiento hidráulico podemos extraer las siguientes conclusiones trascendentes:

- El nuevo azud de San Gabriel funciona adecuadamente para todo el rango de caudales ensayado (573 m³/s, **Fotos 29 a 32** ; 734 m³/s, **Fotos 46 a 49** ; 912 m³/s, **Fotos 56 a 60**). El resalto hidráulico se forma en el cuenco diseñado para ello, contribuyendo positivamente a la disipación del régimen

rápido incipiente los bloques del cuerpo del azud, y a la consecución del necesario calado conjugado subcrítico el umbral dentado del final del cuenco.

- En cuanto al régimen de salida del citado cuenco, aún siendo subcrítico se genera un cierto oleaje así como elevadas tensiones tangenciales en el fondo, lo que nos indica que será necesario un recrecimiento local de cajeros y un aumento del tamaño de escollera inicialmente considerado en el modelo matemático. Además, este oleaje disminuye (cuando no anula) el resguardo actualmente existente en los cajeros (**Foto 94**), por lo que se recomienda el recrecimiento de los mismos del orden de 1 m. desde el inicio del cuenco de San Gabriel hasta el puente de C/Paraguay.
- El paso del flujo bajo el puente de la C/Paraguay es adecuado para los periodos de retorno de 50 (**Foto 33**) y 100 años (**Fotos 48 y 49**). Para el caudal máximo de T=200 años(**Fotos 61 y 62**), resulta con un resguardo ajustado a los mínimos exigibles por la experiencia (paso de sólidos flotantes), siendo del orden de 0.5 m.(véase resultado de la medición de niveles con multilimnómetro en el Anejo de Resultados de Ensayos, y **Foto 95**).
- La ubicación del nuevo azud de entrega al mar en la misma posición que el actual (p.k.0+000) provoca un régimen en el entorno del crítico que lleva aparejado un oleaje superficial que alcanza errática pero indefectiblemente al tablero del puente de la carretera nacional.
- La situación esviada de las pilas de los puentes de la carretera nacional y del ferrocarril respecto de la dirección del flujo (el cauce se abre hacia la margen derecha, mientras que la alineación de los ejes de las pilas es hacia la margen izquierda), así como el número, tipología (pilas rectangulares del ancho del puente correspondiente) y la proximidad de las mismas, crea un modelo de flujo que presenta problemas de desagüe en los vanos de la margen izquierda (norte) y corrientes transversales a las pilas en la margen derecha (sur) con un peralte relativamente acusado de la superficie libre en las secciones transversales de acceso a los puentes(**Foto 18**).
- A la problemática anterior hay que sumar el efecto de cierre parcial de la desembocadura que genera el arranque del espigón marítimo de la margen izquierda (**Fotos 19 a 26**) que, como era previsible, provoca una zona de disminución de velocidad, aumento de calado y remanso que se transmite hacia aguas arriba, provocando un resguardo estricto (0.50 m) en el primer vano del puente del ferrocarril para la avenida de 50 años de periodo de retorno (**Fotos 43 a 45**) y haciendo entrar en carga el tablero del citado vano a partir del caudal punta de la avenida de 100 años (**Fotos 64 a 72**).

- Como consecuencia de la citada retención del flujo en la margen izquierda, se reduce la sección eficaz de paso del agua en su paso a través de los puentes y adquiere una componente de giro mas brusco (y por tanto mas esviado) hacia los demás vanos, a través de los cuales el flujo se acelera con el consiguiente aumento de las tensiones tangenciales en el lecho, provocando erosiones localizadas de grandes dimensiones (Fotos 73 a 80).
- El mantenimiento de una batimetría de cota constante aguas arriba y aguas abajo de los puentes de la desembocadura favorece el efecto de retención del flujo que provoca la mala situación hidrodinámica de las pilas.

5.4.- BLOQUE II DE ENSAYOS EN MODELO REDUCIDO

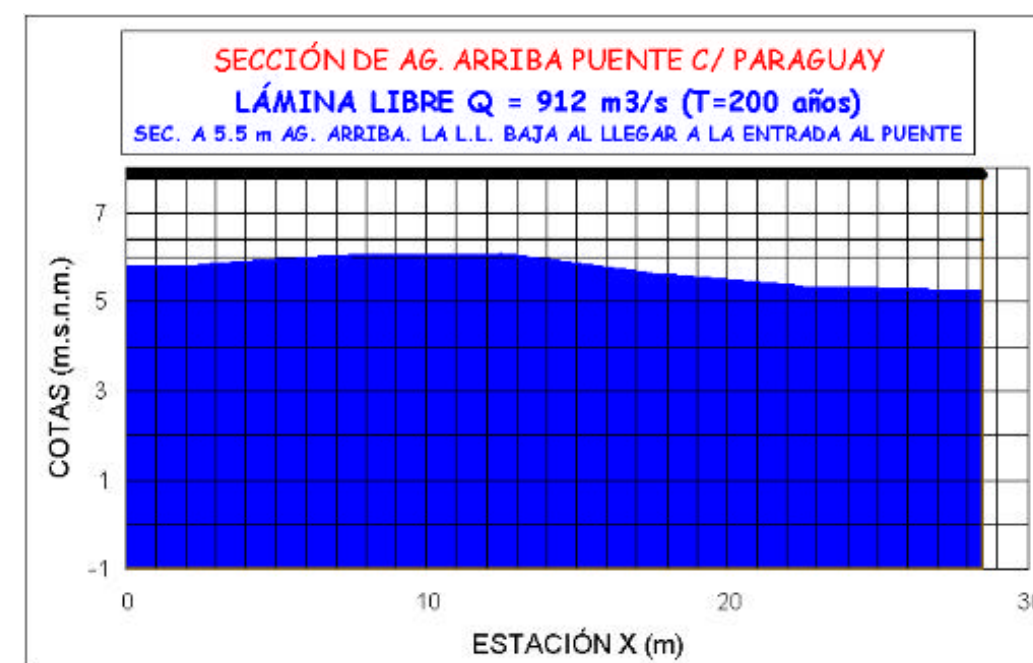
En base a las anomalías de funcionamiento detectadas en el bloque I de ensayos de la Solución II, se plantea un segundo bloque de ensayos sobre el modelo reducido del encauzamiento con las siguientes modificaciones:

- Optimización de la tipología de umbral terminal del cuenco de San Gabriel, para mejorar la disipación y disminuir las tensiones tangenciales y remolinos turbulentos a la salida de la estructura.
- Aumento (en su caso) del tamaño de escollero inmediatamente aguas abajo del umbral final del cuenco de San Gabriel, y en una longitud igual o mayor a la longitud del cuenco.
- Retranqueo hacia aguas arriba del azud sumergido de entrega al mar, para alejar el efecto de oleaje que allí se genera, de los puentes de la desembocadura. Se plantea ubicar dicho azud dentro de la zona de apertura todavía gradual del cauce (unos 30 m. hacia aguas arriba de la posición actual). Ello conllevará un cambio en las longitudes de plataformas a distinta batimetría manteniendo en ellas los tamaños de escollera inicialmente planteadas y protegiendo en cualquier caso, el pie del azud de la socavación localizada que pudiera originar el flujo.
- Protección de las pilas del puente del ferrocarril frente a las erosiones que se han observado en el bloque I de ensayos, mediante un tamaño de escollera mayor que el inicialmente propuesto.
- Intento de mejora en el coeficiente de resistencia al avance del flujo mediante el cambio de tipología en el frente de las pilas.
- En cuanto a la sección hidráulica de paso bajo los puentes de carretera y ferrocarril, debe aumentarse en lo posible para mantener los resguardos necesarios respecto de los tableros y disminuir el efecto de remanso hacia aguas arriba del encauzamiento. La solución óptima debiera ser el cambio de tipología de pilas para que interfirieran lo mínimo en el flujo en avenida (apoyos de una sola pila cilíndrica en ambos puentes), pero ya que no es

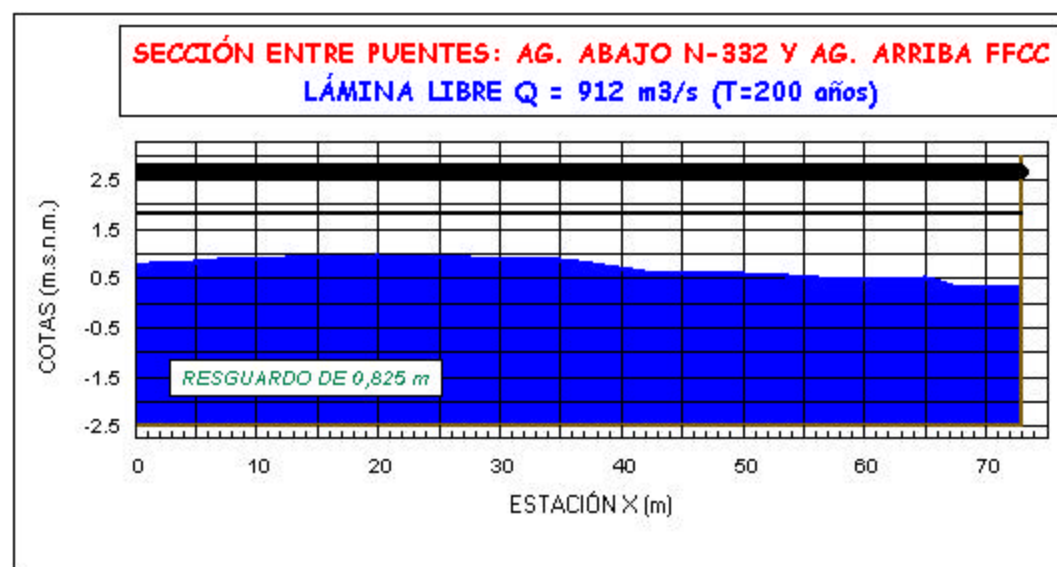
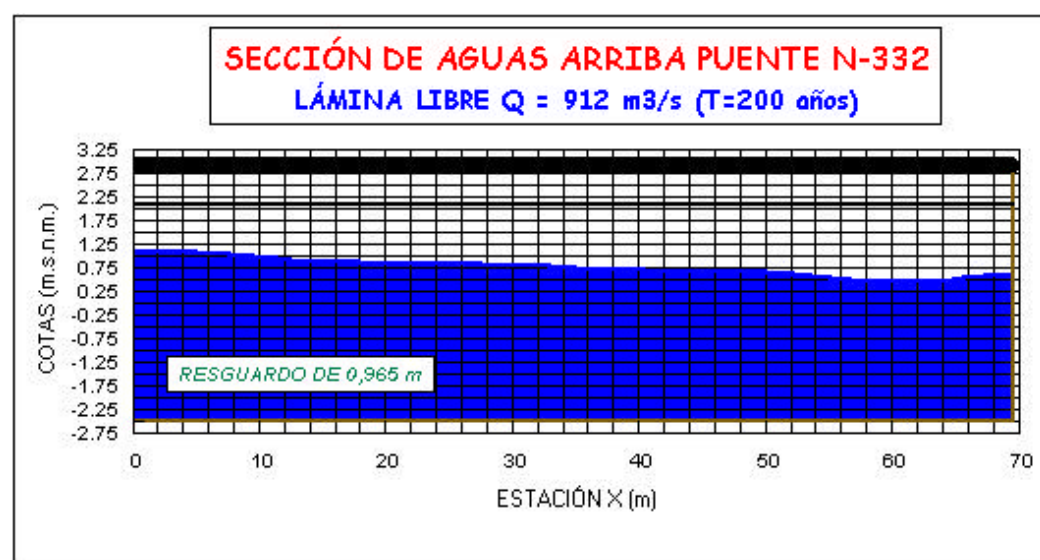
posible dicho cambio de tipología, se plantea cuando menos mejorar el reparto de caudal en la sección efectiva de salida, pues se ha demostrado la ineficacia respecto al desagüe del vano mas al norte de ambos puentes. Se plantea para ello, el rediseño del arranque del dique-espigón de la margen izquierda, que está generando un ángulo de cierre importante respecto al flujo dirigido hacia allí entre vanos.

- En el mismo sentido de mejorar la sección de desagüe y aprovechando el aumento de tamaño de escollera bajo el puente del ferrocarril para defensa de su cimentación, se plantea el rebajar la cota batimétrica de la plataforma aguas abajo del citado puente, con lo que se acelerará ligeramente el flujo disminuyendo la sección hidráulica necesaria hasta la realmente eficaz (que sabemos que es menor que la teóricamente disponible por el esviaje y tipología de pilas).

La simulación del caudal máximo de proyecto ($912 \text{ m}^3/\text{s}$) en el modelo reducido con las modificaciones que se han plasmado en los anteriores párrafos, **HA MOSTRADO FINALMENTE LA ADECUACIÓN DEL DISEÑO DE ENCAUZAMIENTO A LAS EXIGENCIAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA HIDRÁULICA, RESGUARDOS (RESPECTO A CAJEROS Y TABLEROS DE PUENTES) Y ESTABILIDAD DEL LECHO DE ESCOLLERA EN LAS DISTINTAS PLATAFORMAS ASÍ COMO EN LOS ENTORNOS DE LAS ESTRUCTURAS (AZUDES, PILAS DE PUENTES)**. Las fotos 81 a 93 del Anejo Fotográfico muestran el adecuado funcionamiento hidráulico, mientras que en las gráficas representativas de las mediciones de superficie libre realizadas al paso del caudal de proyecto se cuantifican los niveles de superficie libre esperados así como los resguardos en zonas de interés. Como muestra de la citada adecuación, se adjuntan las siguientes gráficas autoexplicativas de los niveles medidos en el entorno de los puentes existentes.



En esta gráfica, se indica que la medida de niveles se ha efectuado a 5.5 m. aguas arriba de la sección de acceso al puente, por imposiciones del sistema de medición. En realidad, se constata que desde esta sección hasta el inicio del tablero los niveles van descendiendo, alcanzándose un resguardo mínimo de 0.5 m. En el Anejo de Hojas de Resultados, puede observarse tal afirmación en la medición de la superficie libre a lo largo del eje del encauzamiento, desde el Salto de San Gabriel, hasta el citado puente de la C/Paraguay.



6. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES

De las investigaciones realizadas en el *Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia*, con el objetivo de realizar los estudios de hidráulica fluvial necesarios para re-diseñar el actual encauzamiento del tramo final del Barranco de las Ovejas (Alicante) y adecuarlo a las nuevas condiciones de avenidas extraordinarias (representadas por un caudal punta de 917 m³/s, frente a los 720 m³/s del caudal de diseño actual) y tras el análisis en modelo matemático y modelo físico del adecuado comportamiento hidráulico de la solución finalmente propuesta, se extraen las siguientes conclusiones y recomendaciones, que se van a describir en el sentido del avance del flujo, desde el inicio del tramo en cuestión (Salto de San Gabriel) hasta la última actuación entre los diques-espigones marítimos que prolongan la desembocadura mar adentro:

☞ **SALTO DE SAN GABRIEL** : En los esquemas adjuntos se muestran las características más relevantes de la nueva estructura de disipación propuesta, mientras que en las fotos del Anejo de Fotos se visualiza el comportamiento hidráulico deseado, es decir, la fijación del resalto hidráulico en el cuenco diseñado al efecto.

En el epígrafe 3.3.1 se indica exhaustivamente la definición final de la tipología del salto, que aunque se ha basado en distintas tipologías estandar, el conjunto azud-cuenca-umbral dentado final resulta una estructura singular y, por tanto, novedosa.

En cuanto a los escolleros de protección del lecho frente a socavación general y localizada en el entorno de la estructura, el cuadro adjunto nos clarifica su situación y el tamaño medio de los mismos.

Longitud de protección aguas arriba del azud: 14.5 m.

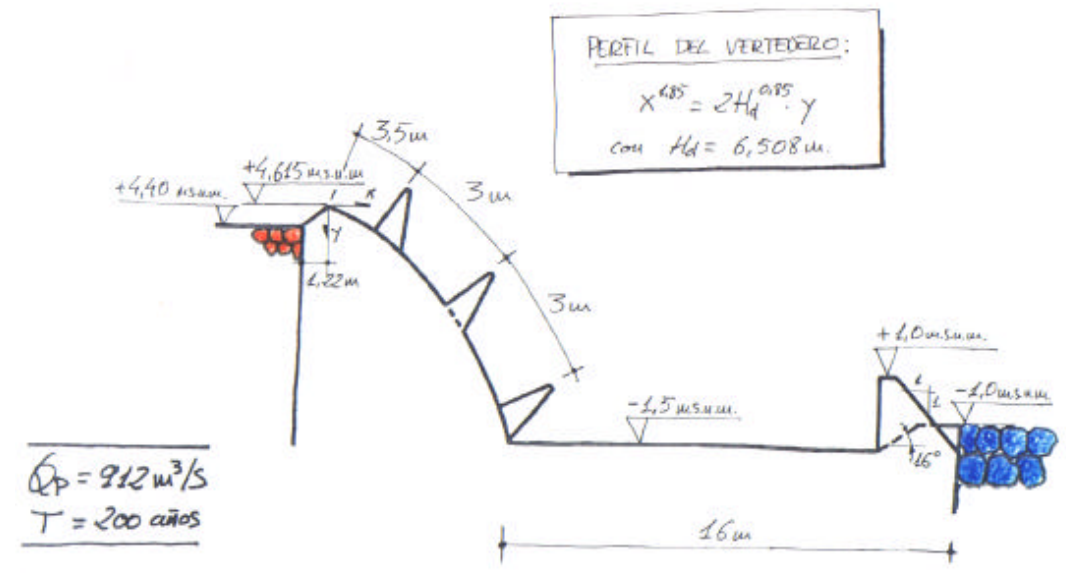
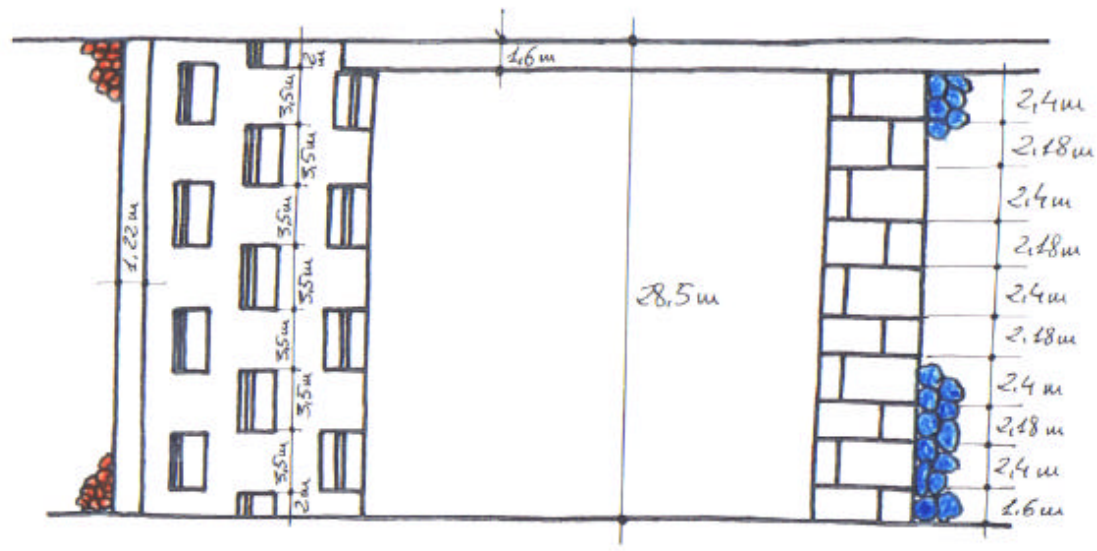
Tamaño medio del escollero aguas arriba del azud: 0.90 m.

Longitud de protección aguas abajo del umbral: 23 m.

Tamaño medio del escollero aguas abajo del azud: 1.50 m.

En todos los casos, se considerará un espesor de la capa de escollera no menor de dos veces el diámetro medio aparente.

Se recomienda, finalmente, el recrecimiento de los cajeros del orden de 1 m. desde el inicio del cuenco de San Gabriel hasta el puente de C/Paraguay, para mantener unos resguardos adecuados.



ARJUD Y CUENCO INVESTIGADORA
DE SAN GABRIEL
BOC. OVEJAS (ALICANTE)

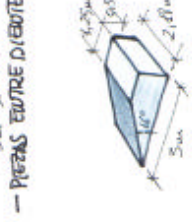
- DIENTES SOBRE ARJUD → INFERIORES AL PERFIL DEL UMBRAL



- UMBRAL TERMINAL COMPUESTO POR:



- PIEDRAS ENTRE DIENTES: RAMPAS



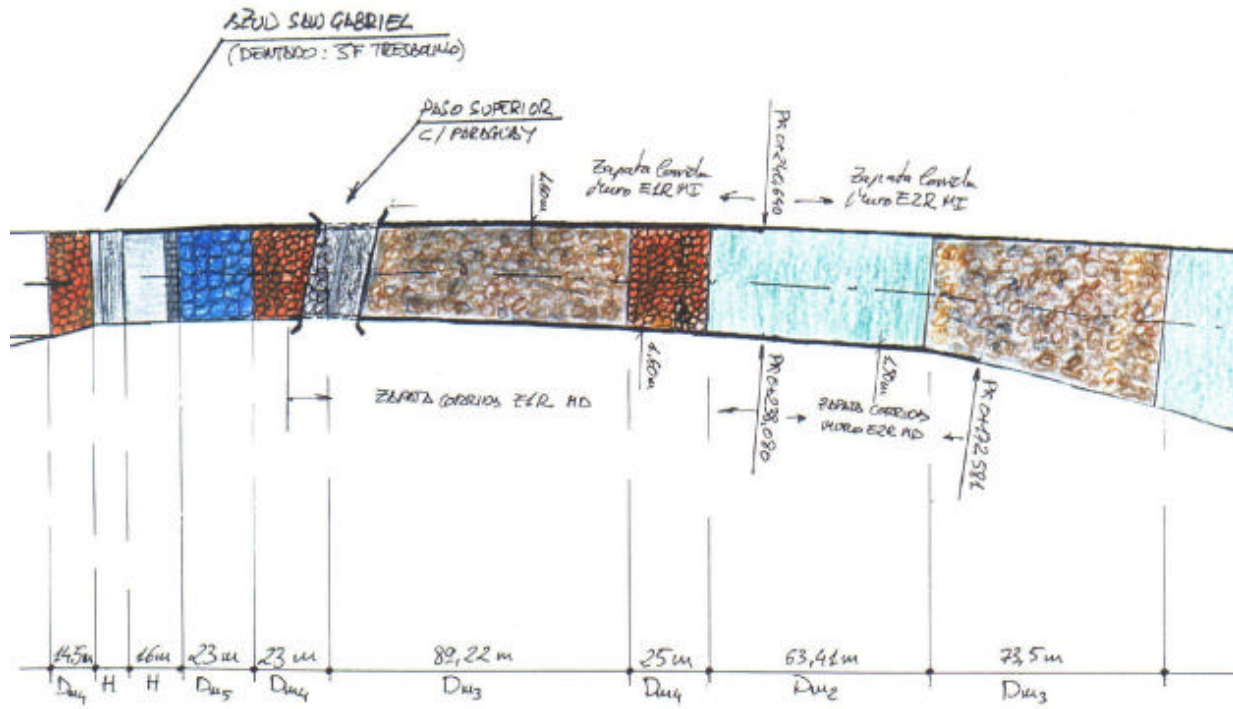
S/ESCALA



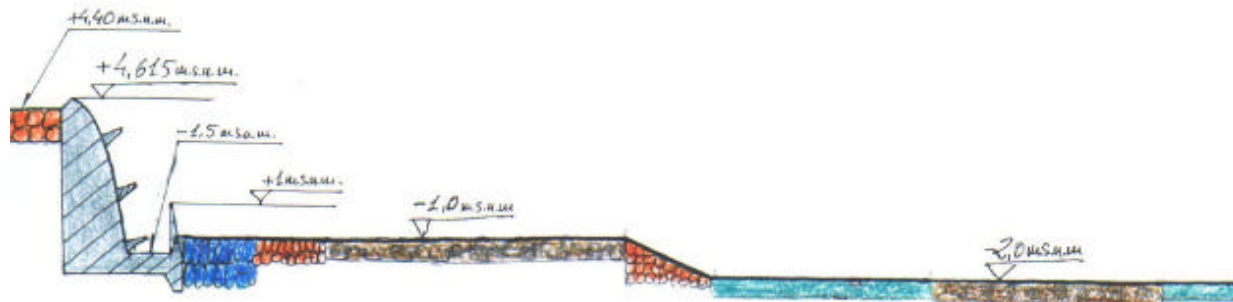
Se propone como umbral definitivo, uno dentado con la cara frontal de los dientes normal al flujo y rampas a contrapendiente entre ellos. El flujo impactará contra dichos dientes y pasará sobre y entre ellos. Este concepto de umbral es análogo al del cuenco tipificado USBR II si bien su diseño se ha adaptado a nuestro problema concreto.

Como es típico en estas estructuras, el grado de obstrucción es del 50%. Para la determinación de la altura del umbral así concebido se han considerado las reglas de diseño y predimensionamiento de los cuencos USBR II y III, pues como se ha mencionado el concepto recuerda al umbral dentado del USBR II mientras que la forma de los dientes que constituyen el umbral es la de los típicos de este organismo. Además, el umbral se ha dispuesto en una posición intermedia entre la correspondiente al citado umbral en el USBR II y los dientes en el USBR III.

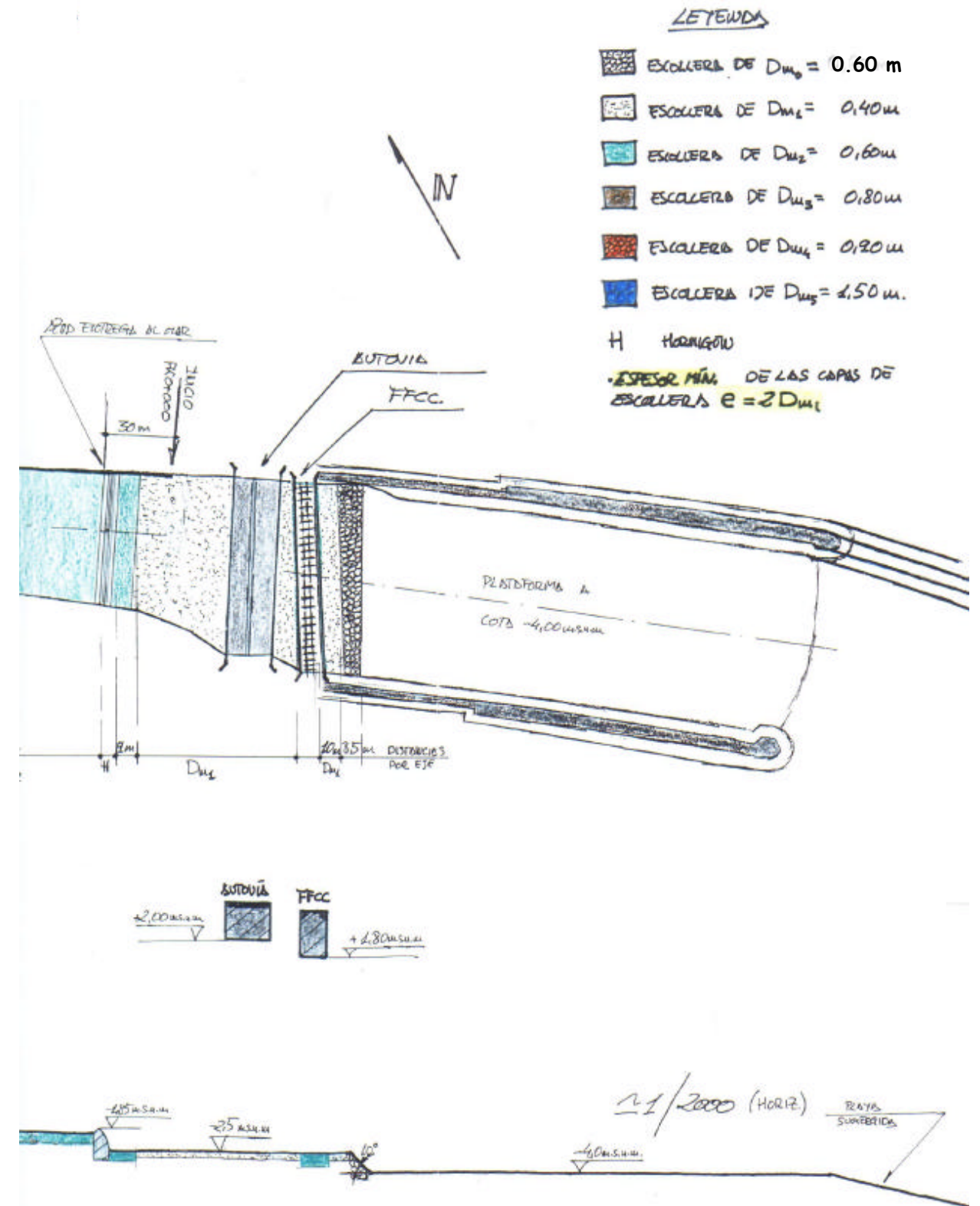
ESCOLLERADOS ENTRE AZUDES : En los esquemas adjuntos se muestran las características de las plataformas de pendiente horizontal que se proponen finalmente a lo largo del encauzamiento entre el umbral de salida del Salto de San Gabriel y la nueva ubicación del azud de entrega al mar.



C/ PARAGUAY
 +6.40msnm



ESCALA VERTICAL



☞ **AZUD DE REINTEGRO AL MAR** : En el esquema anterior también se especifica la ubicación del nuevo azud de reintegro al mar que, a diferencia del actual, pasa a ser completamente sumergido, con su cota de umbral o coronación a la -1.85 m.s.n.m., siguiendo un perfil WES (ver epígrafe 3.3.2) hasta la cota -2.5 m., que es la batimétrica de la plataforma de aguas abajo.

Así mismo, el tamaño de escollero en el entorno de esta estructura, se establece con diámetro medio aparente de 0.60 m., alcanzando la protección del pie del azud, una longitud de 9 m.

☞ **PLATAFORMA BAJO LOS PUENTES DE LA DESEMBOCADURA** : En los esquemas de la planta y alzado finales del encauzamiento propuesto, se indica que desde el pie del azud de reintegro al mar, hasta 10 m. aguas abajo (siguiendo el eje del encauzamiento) del puente del ferrocarril, deberá mantenerse una plataforma de pendiente longitudinal horizontal a la batimétrica -2.5 m. y protegida con escollera de tamaño medio 0.40 m.

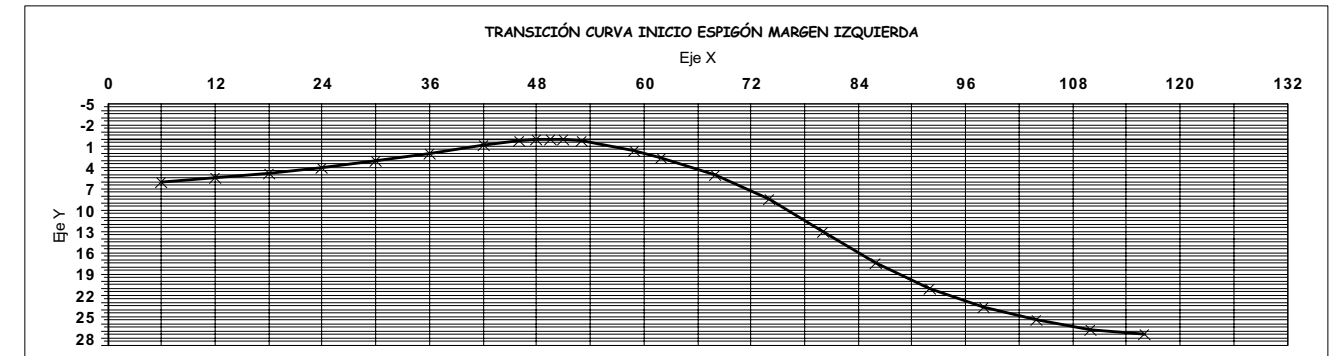
Al final de la misma, mediante una rampa de 8.5 m. de longitud, y tamaño de escollera medio de 0.60 m., se pasará a la batimétrica -4.00 m., que se mantendrá prácticamente hasta el final de los diques-espigones. Dicha rampa final se establece para facilitar el desagüe de los puentes, acelerando ligeramente el flujo. Tras la rampa, la plataforma entre espigones ya no requiere un tratamiento de protección superficial con escollera.

También hay que mencionar que, bajo el puente del ferrocarril debe aumentarse el tamaño del escollero hasta un valor de 0.60 m. de diámetro aparente medio.

En cuanto a las distintas formas de frente de pilas ensayadas, no se ha observado mejora apreciable respecto de la situación actual, pues el problema está en el esviaje y longitud de pilas. La mejora en el cambio de tipología del frente se ve absorbida por el incremento de longitud, cuyo efecto desfavorable se amplifica por el citado esviaje.

☞ **ARRANQUE DEL DIQUE-ESPIGÓN DE LA MARGEN IZQUIERDA DE LA DESEMBOCADURA** : Debido al efecto de contracción del flujo que genera el derrame del arranque del dique-espigón y ante la disyuntiva de rediseñar las pilas y tableros de los puentes o rediseñar el citado arranque del espigón, se ha planteado y resuelto esta última opción como más económica. La solución de rediseño se ha basado en sustituir la alineación existente por una curva y contracurva al estilo de las utilizadas en los cambios de anchura graduales en canales. El nuevo arranque de esta

transición propuesta se ha retranqueado lo suficiente para solucionar el desagüe del vano de la margen izquierda de los puentes. En la foto y gráfica siguientes se especifica la solución propuesta.



Valencia, marzo de 2001

Fdo.: Juan F. Fernández Bono
Catedrático de Ingeniería Hidráulica
Director del Estudio

Fdo.: Francisco J. Vallés Morán
Prof. Titular E.U. de Ing. Hidráulica



**MODELACIÓN MATEMÁTICA
Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO
DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO
HIDRÁULICO DEL NUEVO ENCAUZAMIENTO
DEL TRAMO FINAL Y DESEMBOCADURA DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS
(ALICANTE)**

**ANEJO FOTOGRAFICO
1. Construcción del modelo físico**



FOTO 1.- Arquetas de recepción, tranquilización y medición de caudales, en cabecera del modelo físico.

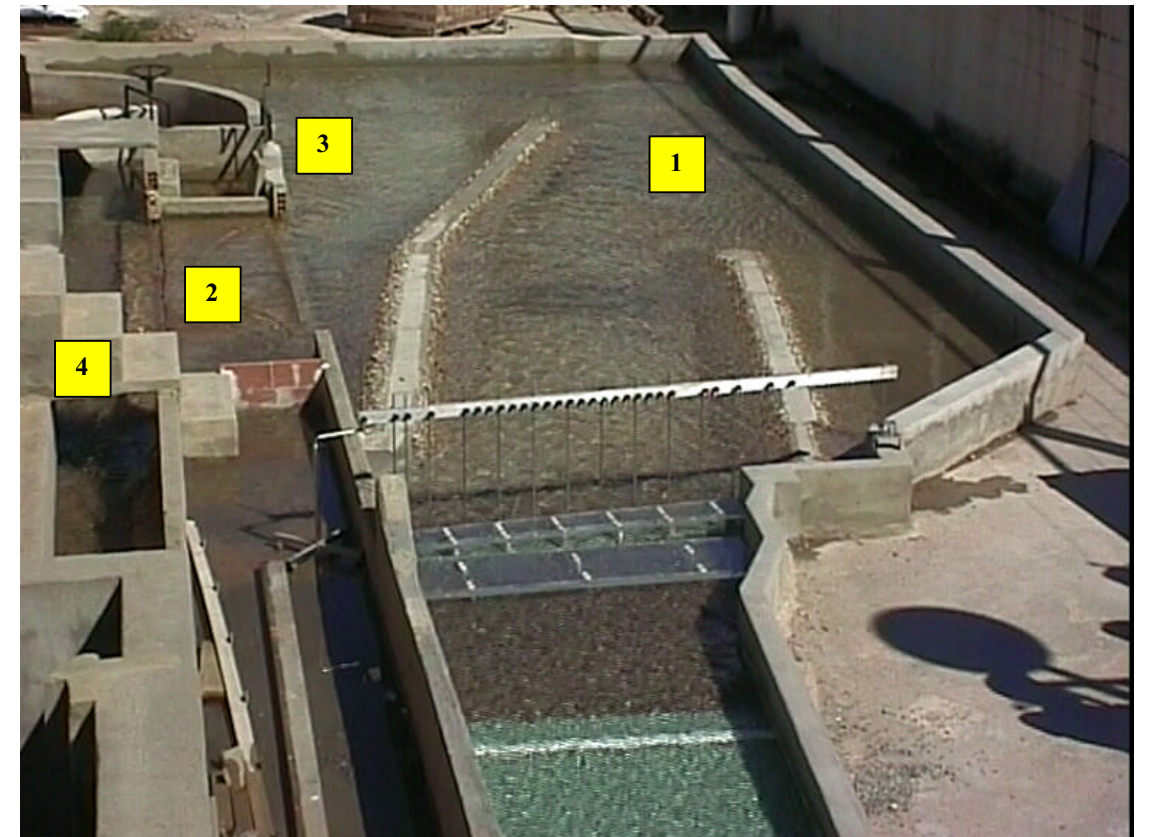
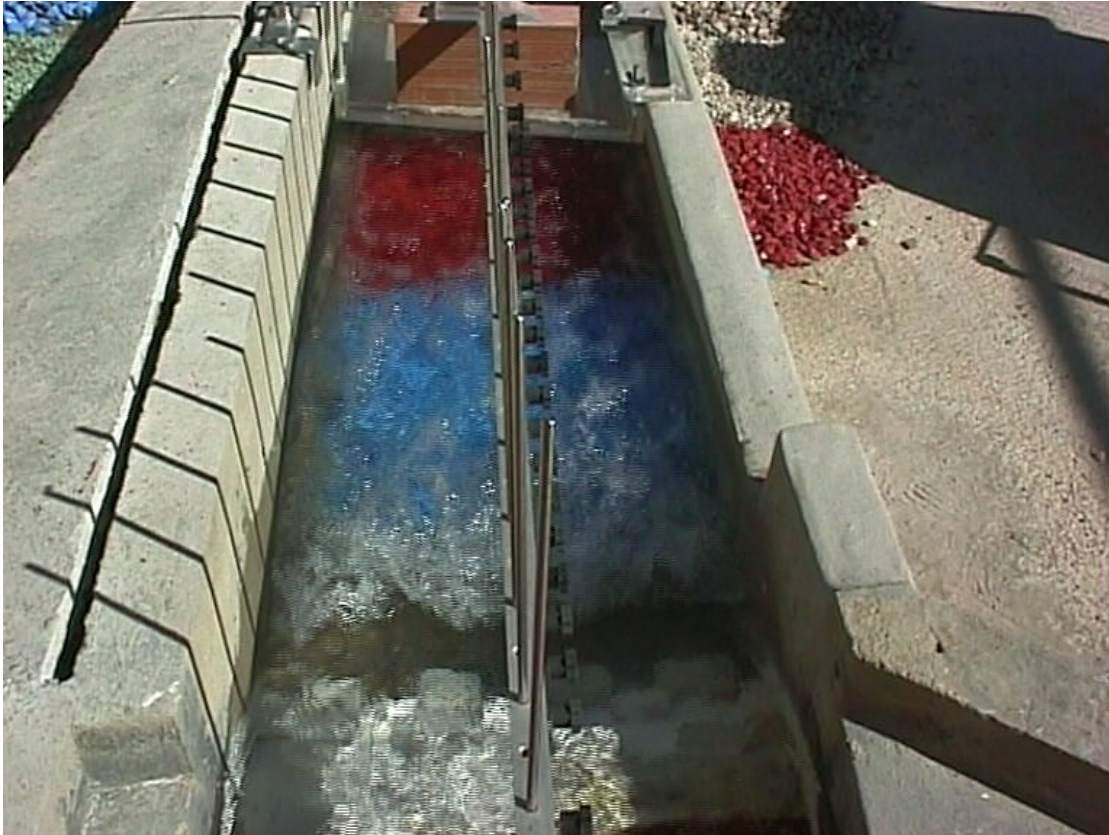


FOTO 2.- Balsa-depósito final (1), y dispositivos de retorno de caudales (vertedero



en pared gruesa (2), compuertas(3), canaleta de retorno al depósito subterráneo (4).

FOTOS 3 y 4.- Dispositivo multilimnómetro para medición de niveles.



Proceso constructivo de la superestructura del modelo físico.
FOTO 5 (Izq.) Vista desde aguas arriba. FOTO 6 (Der.) Vista desde aguas abajo.





FOTO 7.-Primer azud del encauzamiento (de San Gabriel), con dientes deflectores del flujo y disipadores de energía colocados al tresbolillo en el cuerpo del azud. En primer término, el puente de la calle Paraguay.

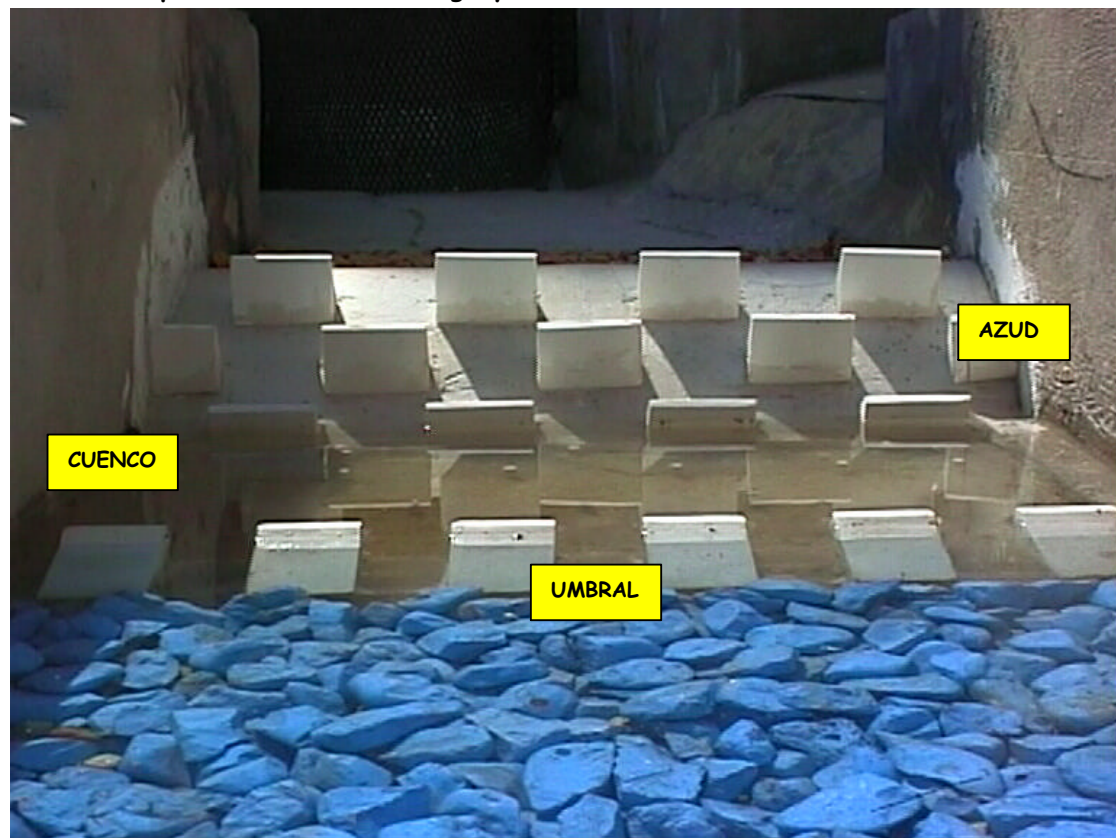


FOTO 8.- Primer plano de la estructura de disipación de San Gabriel.

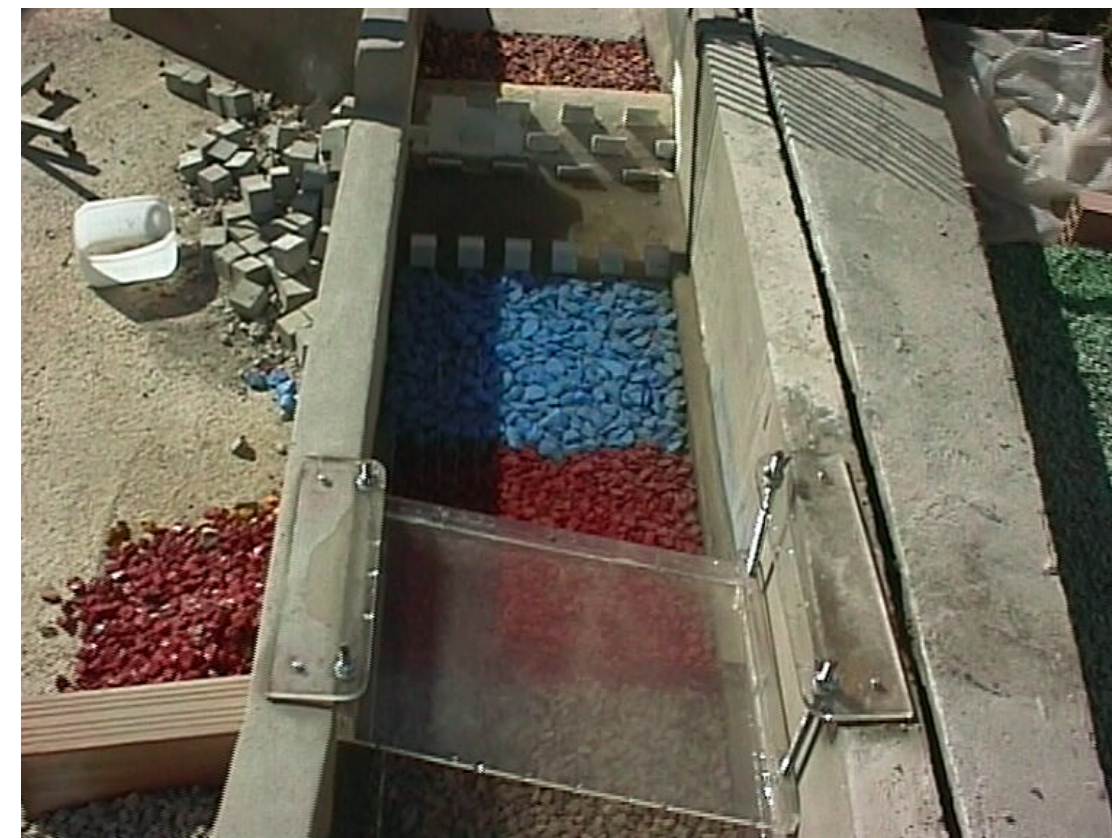


FOTO 9.- Vista del Salto de San Gabriel, escollero y puente de C/Paraguay.



FOTO 10.- Vista a pie de escollera y hacia aguas arriba, del salto de San Gabriel.



FOTO 11.- Vista, desde el umbral del azud de San Gabriel, del escollero del lecho y puente de la calle Paraguay. Marea y caudal de avenida nulos (Situación Q).



FOTO 12.- Vista hacia aguas arriba del azud de San Gabriel y Puente de C/Paraguay. Lámina de agua en situación Q.

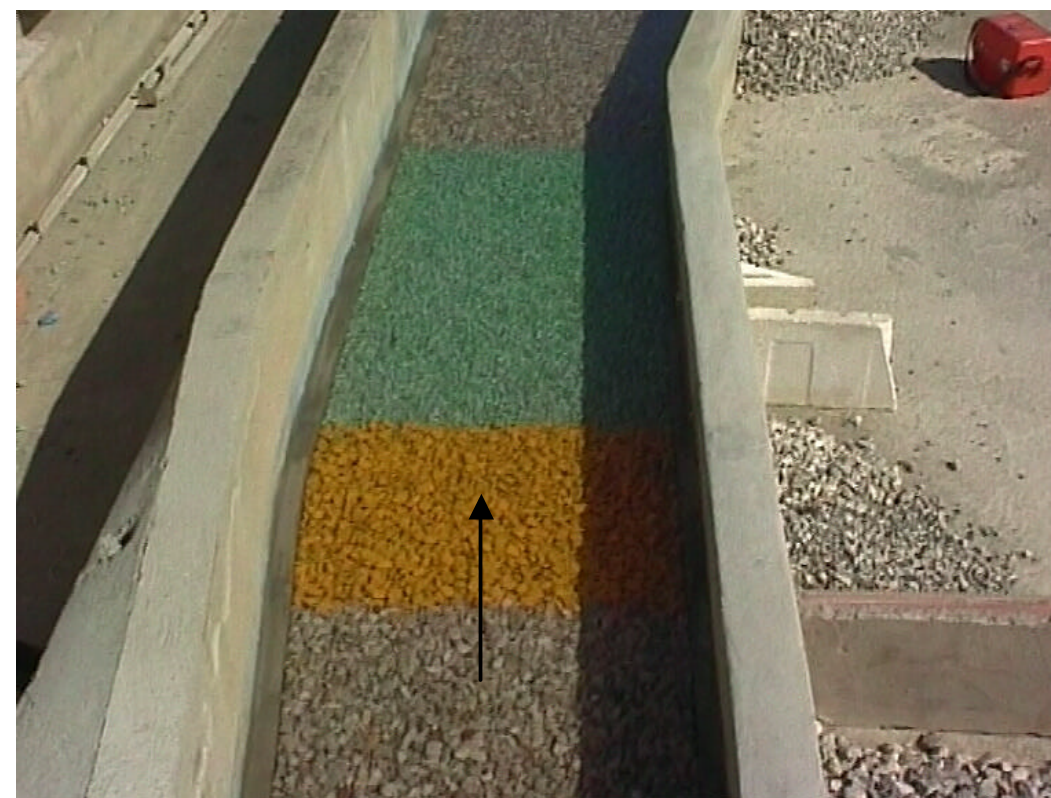


FOTO 13.- Escolleros del cauce, en las plataformas aguas arriba (en gris, cota -1.00 m.) y aguas abajo (verde, cota -2.00 m.) de la primera rampa (en naranja).



FOTO 14.- Escolleros de la plataforma con batimétrica -2.00 m. Al fondo, el azud de entrega al mar y los puentes de la desembocadura.



FOTOS 15 y 16.- Nuevo Azud de reintegro al mar. Separa sendas plataformas a cota -2.00 m. y a cota -2.50 m.(en ésta se ubican los puentes de la N-332 y ffcc.)



FOTO 17.- Vista desde la margen izquierda del cauce, del efecto de cierre que genera (al fondo) el arranque del dique-espigón sobre los vanos de los puentes.



FOTO 18.- Vista desde el eje del cauce y en la dirección del flujo, del esvaje e interferencia mutua de las pilas, respecto del flujo en avenida.



FOTO 19.- El vano de la m. izquierda de ambos puentes apenas dispone de salida por el efecto del derrame del dique-espigón marítimo (al fondo).



FOTO 20.- Primer plano de la interferencia del talud del espigón con el vano del puente del ferrocarril.



FOTO 21.- Vista desde aguas abajo, del efecto de cierre que genera el espigón.



FOTO 22.- Vista desde aguas abajo, del efecto de esvía e interferencia de las pilas respecto de la dirección principal del flujo en avenida.



FOTO 23.- Vista desde la coronación del espigón, del efecto de cierre del flujo.



FOTO 25.- Vista cenital de la contracción generada por el dique-espigón.



FOTO 24.- Vista desde aguas abajo, del efecto de contracción del flujo que genera el dique-espigón.



FOTO 26.- Vista desde aguas debajo de la trayectoria del flujo y su obstrucción parcial por el dique-espigón.



FOTOS 27 y 28.- Zona de desembocadura del barranco de Las Ovejas. Vista de los diques-espigones y balsa de control de niveles del mar.





UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y OBRAS HIDRÁULICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



**MODELACIÓN MATEMÁTICA
Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO
DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO
HIDRÁULICO DEL NUEVO ENCAUZAMIENTO
DEL TRAMO FINAL Y DESEMBOCADURA DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS
(ALICANTE)**

**ANEJO FOTOGRÁFICO.
2. Caudal de ensayo : 573 m³/s.
Periodo de retorno 50 años
Dique-espigón de margen izquierda actual**



FOTO 29.- Salto de San Gabriel. Localización del resalto hidráulico en el cuenco.

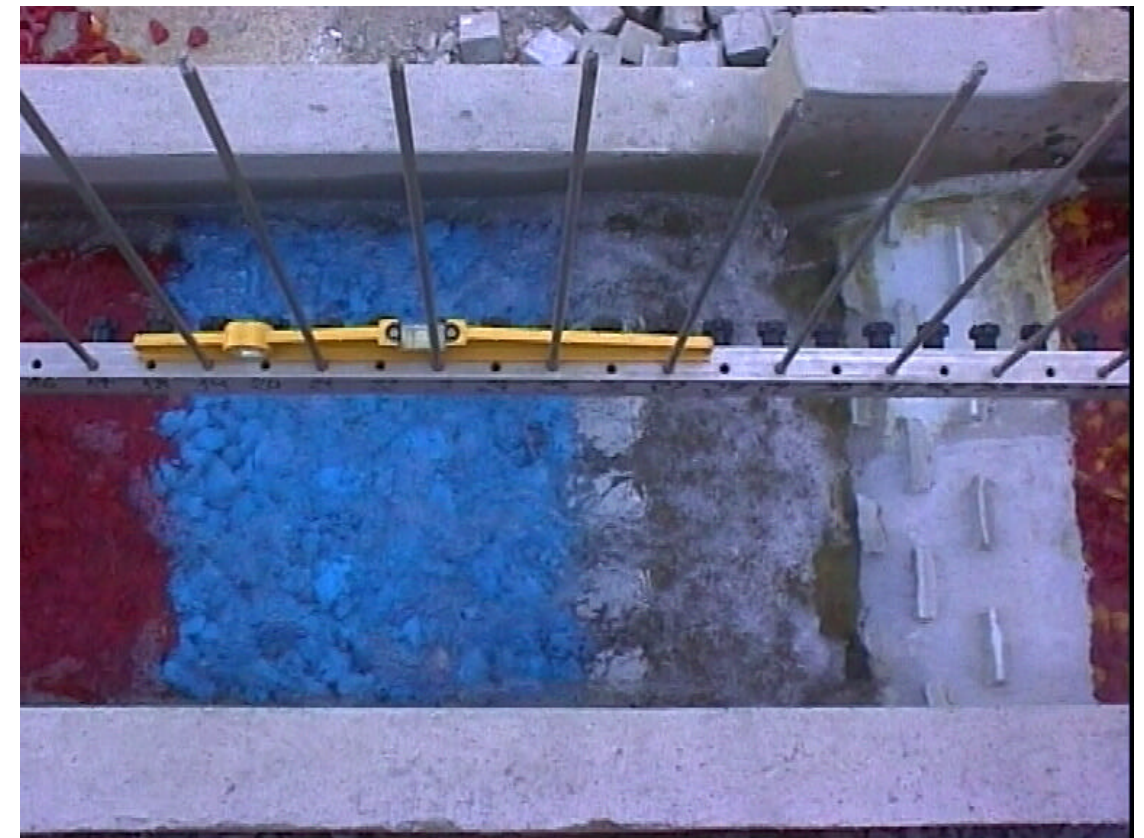


FOTO 30.- Funcionamiento de la estructura de disipación de San Gabriel. Vista cenital de la ubicación del resalto hidráulico. Nótese la situación del dispositivo multilimnométrico para medición de la superficie libre a lo largo del eje del cauce.



FOTO 31.- Vista hacia aguas arriba, del funcionamiento del Salto de San Gabriel.



FOTO 32.- Vista hacia aguas abajo, del flujo vertiente por el Salto de San Gabriel. En segundo término, el puente de la C/Paraguay.



FOTO 33.- Vista hacia aguas arriba del paso del flujo bajo el puente de C/Paraguay.



FOTO 34.- Funcionamiento del azud sumergido de entrega al mar. Se aprecia un pequeño oleaje superficial que se amortigua antes de llegar a la sección de los puentes.



FOTO 35.- Flujo bajo el puente de la carretera N-332.



FOTO 36.- Detalle del flujo alrededor de una de las pilas del puente de la N-332.



FOTO 37.- Flujo bajo el puente de ferrocarril.



FOTO 38.- detalle del flujo alrededor de una de las pilas del puente de ferrocarril.



FOTO 39.- Ensayo con prolongación de la pila actual del puente del ferrocarril.



FOTO 40.- Ensayo con la pila actual del puente del ferrocarril.



FOTO 41.- Vista desde aguas abajo del flujo bajo los puentes. Zona central del cauce.



FOTO 42.- Vista desde aguas abajo del flujo bajo los puentes. Zona de la margen derecha.



FOTO 43.-Flujo bajo los puentes. Zona de la margen izquierda. El resguardo medido bajo el puente del ferrocarril es estricto (0.50 m.)



FOTO 44.- Peralte transversal de la superficie libre generado por: a) Obstrucción del vano izquierdo, b) ensanchamiento asimétrico del cauce y c) esviaje del eje de las pilas respecto de la dirección del desagüe.



FOTO 45.- Salida del flujo bajo el vano de la margen izquierda. Se aprecia el aumento de resguardo conforme nos alejamos de la zona problemática.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y OBRAS HIDRÁULICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



**MODELACIÓN MATEMÁTICA
Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO
DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO
HIDRÁULICO DEL NUEVO ENCAUZAMIENTO
DEL TRAMO FINAL Y DESEMBOCADURA DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS
(ALICANTE)**

**ANEJO FOTOGRÁFICO
3. Caudal de ensayo : 734 m³/s.
Periodo de retorno 100 años
Dique-espigón de margen izquierda actual**



FOTO 46. - Funcionamiento del Salto de San Gabriel desde el puente de C/Paraguay.



FOTO 47. - Fijación del resalto hidráulico por la estructura de disipación. Vista cenital.



FOTO 48.- Vista del flujo vertiente sobre el azud de San Gabriel. Se aprecia la turbulencia generada por el resalto hidráulico, que se amortigua rápidamente antes de pasar bajo el puente de C/Paraguay.



FOTO 49.- Paso del flujo bajo el puente de C/Paraguay. Vista hacia aguas arriba. Al fondo, el flujo vertiente sobre el azud de San Gabriel.



FOTO 50.- Flujo sobre el azud de reintegro al mar. Su situación permite amortiguar rápidamente el oleaje formado a su paso antes de llegar a los puentes.



FOTO 51.- Flujo bajo el vano extremo del puente del ferrocarril. Se aprecia que ha entrado en carga (diferente transparencia en la foto).



FOTO 52.- Nueva vista de la entrada en carga del vano de la margen izquierda del puente del ferrocarril por efecto del cierre generado por el dique-espigón.



FOTO 53.- Vista cenital de la entrada en carga del vano del puente del ferrocarril. En el oleaje superficial se aprecia el esviaje del flujo hacia la margen derecha.



FOTO 54.- Vista desde aguas abajo del flujo en carga a través del vano de la margen izquierda del cauce. Se aprecia el peralte transversal en los vanos contiguos.



FOTO 55.- Peralte transversal del flujo a través de los vanos del puente del ferrocarril. Al fondo la margen derecha del cauce.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y OBRAS HIDRÁULICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



**MODELACIÓN MATEMÁTICA
Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO
DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO
HIDRÁULICO DEL NUEVO ENCAUZAMIENTO
DEL TRAMO FINAL Y DESEMBOCADURA DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS
(ALICANTE)**

**ANEJO FOTOGRÁFICO
4. Caudal de ensayo : 912 m³/s.
Periodo de retorno 200 años
Dique-espigón de margen izquierda actual**



FOTO 56. - Funcionamiento del Salto de San Gabriel desde el puente de C/Paraguay.



FOTO 57. - Fijación del resalto hidráulico por la estructura de disipación. Vista cenital.



FOTO 58.- Vista hacia aguas abajo del funcionamiento hidráulico de la estructura de disipación. El amortiguamiento del oleaje generado se amortigua en la longitud de cauce esperada (zona de escollera en azul).



FOTO 59.- Adecuado funcionamiento de la estructura de disipación de San Gabriel para el caudal de proyecto.



FOTO 60.- Vista transversal del Salto de San Gabriel y su funcionamiento hidráulico adecuado para el caudal de $T = 200$ años.



FOTOS 61 y 62.-El resguardo bajo el puente de C/Paraguay es adecuado al paso del caudal de diseño.



FOTO 63.- Flujo sobre el azud de reintegro al mar. Su situación permite amortiguar rápidamente el oleaje formado a su paso antes de llega a los puentes.



FOTO 64.- Flujo bajo los puentes de la N-332 y del ferrocarril. Al fondo, los vanos extremos de ambos puentes funcionan en carga (distinta transparencia).



FOTOS 65 y 66.- Los vanos de la margen izquierda de los puentes de la N-332 y del ferrocarril funcionan en carga y el efecto de remanso provoca el vertido sobre los tableros.



FOTOS 67 y 68.- Distintas vistas del malfuncionamiento de los vanos de ambos puentes por efecto del cierre del dique-espigón. La diferencia en color indica la zona que funciona en carga.





FOTOS 69 y 70.- Vistas desde aguas abajo, del malfuncionamiento de los vanos de ambos puentes por efecto del cierre del dique-espigón. La diferencia en color indica la zona que funciona en carga.



FOTOS 71 y 72.- Vistas del peralte trasnversal de la superficie libre a la salida del puente del ferrocarril.



FOTOS 73 a 80.- La constricción del flujo generada por los vanos que funcionan en presión, sumada al aumento de obstrucción que generan las pilas de eje esviado respecto a la dirección principal del cauce en avenida, provoca una concentración de caudales entre las pilas del puente de ferrocarril (que recoge y amplifica el efecto desfavorable del puente situado inmediatamente aguas arriba), una aceleración del flujo y un aumento local de las tensiones tangenciales, que dan lugar a erosiones localizadas. En las figuras que restan se aprecian los efectos comentados.



FOTO 73



FOTO 74. Margen izquierda puente ferrocarril



FOTO 75. Centro y margen derecha puente ferrocarril



FOTO 76. Centro y margen derecha puente ferrocarril. Flujo de abajo arriba en la foto.



FOTO 77.- Margen izquierda aguas abajo puente ferrocarril.



FOTO 78. Aguas abajo margen derecha puente ferrocarril.



FOTO 79. Aguas abajo zona central puente ferrocarril.



FOTO 80. Grandes zonas de socavación localizada cerca de la margen derecha del cauce en la salida del puente del ferrocarril.

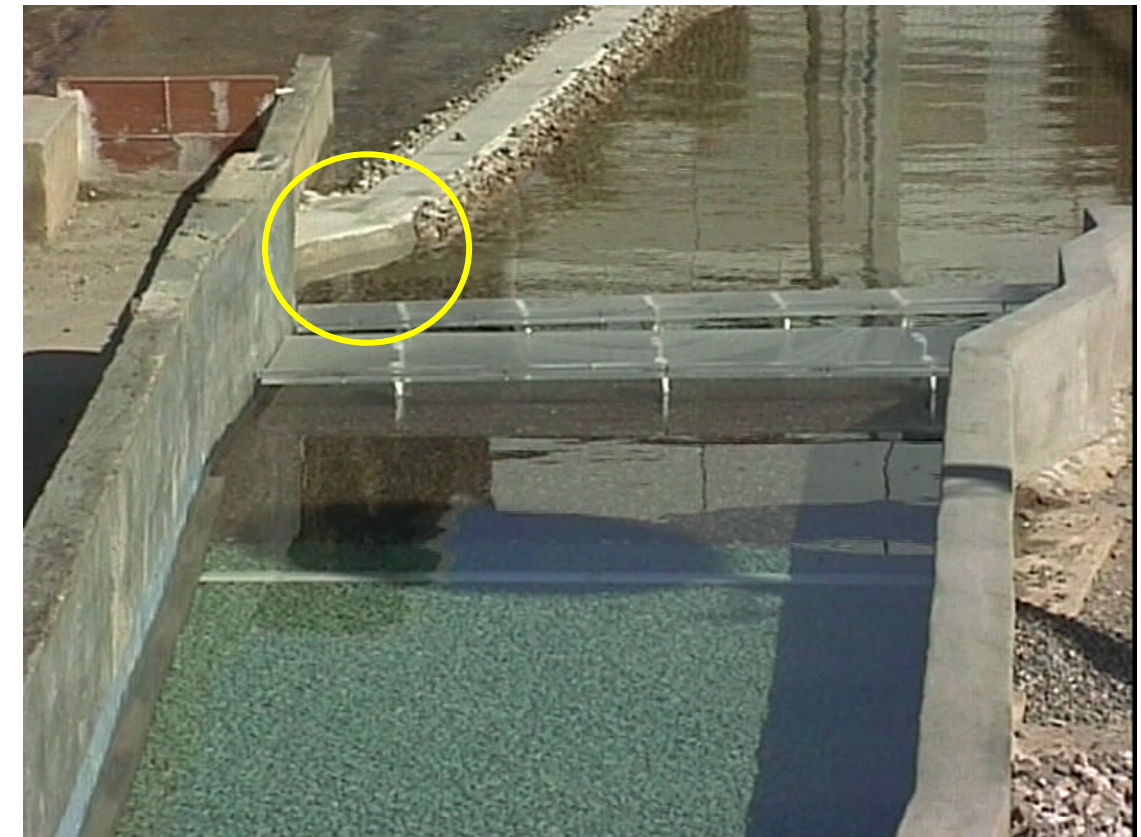


UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y OBRAS HIDRÁULICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



**MODELACIÓN MATEMÁTICA
Y ESTUDIO EN MODELO FÍSICO
DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO
HIDRÁULICO DEL NUEVO ENCAUZAMIENTO
DEL TRAMO FINAL Y DESEMBOCADURA DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS
(ALICANTE)**

ANEJO FOTOGRÁFICO
5. Caudal de ensayo : 912 m³/s.
Periodo de retorno 200 años
Dique-espigón de margen izquierda modificado



FOTOS 81 a 86.- Situación y características de la modificación del arranque del dique-espigón de la margen izquierda de la desembocadura del barranco de Las Ovejas.



FOTO 82



FOTO 83



FOTO 85



FOTO 84.- Vista desde el nuevo arranque del espigón, de los vanos de la margen izquierda del encauzamiento. Obsérvese la mejora en la sección hidráulica efectiva.



FOTO 86



FOTOS 87 y 88.- El vano de la margen izquierda deja de funcionar en presión para el caudal de proyecto. En la imagen, el espesor de cada placa de metacrilato es de 1 cm.(0.50 m. en el prototipo).

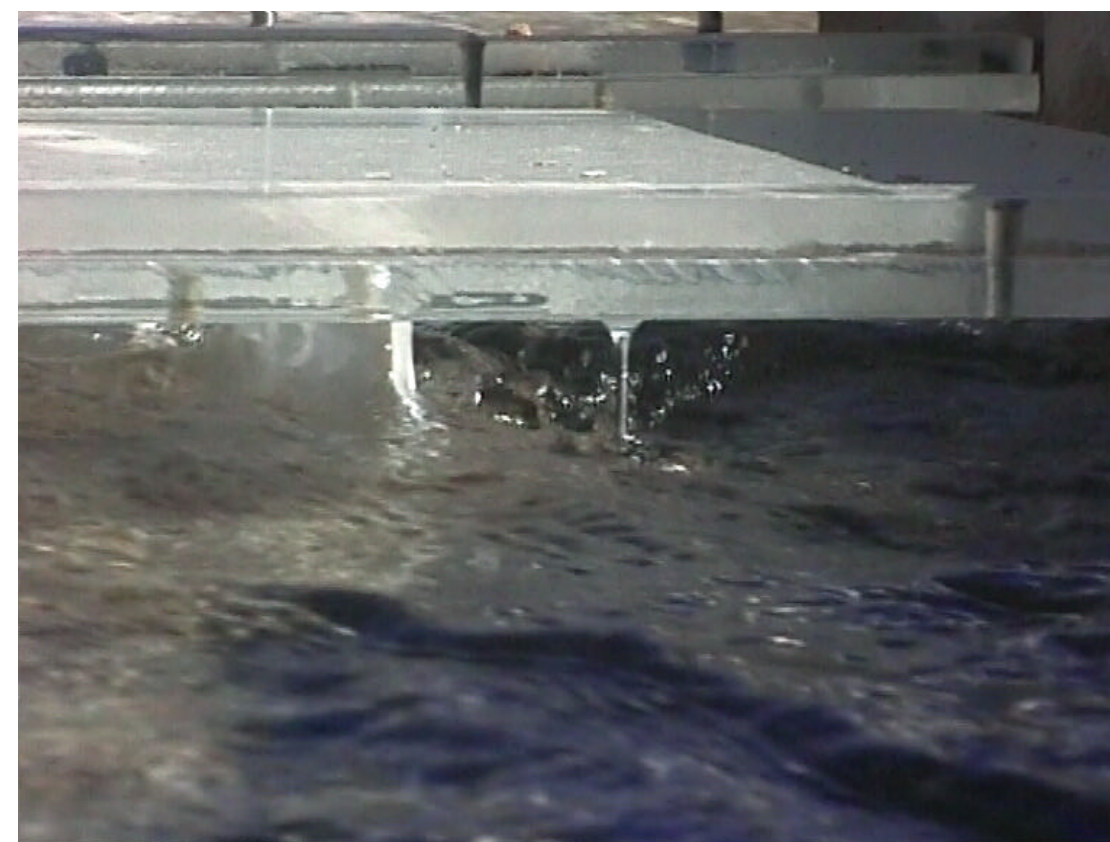


FOTO 89.- Resguardo en el vano de la margen derecha del cauce.



FOTO 90.- Vista cenital del funcionamiento hidráulico bajo los puentes en la zona anteriormente conflictiva. Aunque el flujo mejora, el efecto desfavorable de las pilas respecto del flujo no se puede evitar y se aprecia una componente transversal del mismo hacia el centro del cauce, pero sin provocar erosiones localizadas.



FOTOS 91 a 93.- Paso exento del flujo bajo los vanos de la margen izquierda del encauzamiento.



FOTO 92



FOTO 93



FOTOS 94 a 99.- Visualización de los Resguardos a lo largo del cajero actual, al paso del caudal de diseño. En esta foto, resguardos a la salida del Salto de San Gabriel, hasta la entrada al puente d C/ Paraguay.



FOTO 95.- Resguardo bajo el puente de C/Paraguay.



FOTO 96.- Resguardo en la plataforma a cota -1.00 m.s.n.m.



FOTO 97.- Resguardo en el entorno de la rampa entre plataformas a cota -1.00 m. y -2.00 m.



FOTO 98.- Resguardo en la plataforma a cota -2.00m.



FOTO 99.- Resguardo en las plataformas a cota -2.00m. y -2.5 m. a ambos lados del azud de entrega al mar.

DOCUMENTO 2.- Nuevo estudio hidráulico UPV



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Instituto de Ingeniería del
Agua y Medio Ambiente

**MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO
DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN
GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)**

INFORME FINAL

Valencia, febrero de 2012

ANTECEDENTES Y OBJETO DEL INFORME

El proyecto de ACONDICIONAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS EN SU TRAMO FINAL (PK 0+457 HASTA SU DESEMBOCADURA) ALICANTE. PLAN DE INVERSIÓN PRODUCTIVA, fue encargado por el AYUNTAMIENTO de ALICANTE y redactado por la empresa consultora TYPESA en junio de 2009. Este proyecto es un desglosado de un proyecto con un ámbito superior (desde la EDAR de Rincón de León hasta su desembocadura) cuyo título es NUEVO ENCAUZAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS que encargó la CONSELLERÍA DE INFRAESTRUCTURAS I TRANSPORTS, y que fue redactado por la misma empresa consultora en mayo de 2002.

En la fase de comprobación del replanteo, previa a la firma del Acta de comprobación de replanteo, se detectaron variaciones en cuanto a la topografía y batimetría recogidas en el proyecto, constatándose la existencia en algunos casos de secciones diferentes a las definidas en éste. Los condicionantes expuestos en el Acta, hacen referencia a:

- Desplazamiento hacia el cauce del estribo del puente del ferrocarril en la margen izquierda, en el tramo de la desembocadura.
- Ampliación del espigón izquierdo por parte del puerto, modificando las condiciones físicas del desagüe y afectando a la batimetría del lecho debido a la alteración de las condiciones de corriente entre espigones.

Puesto que en ambos casos las dichas diferencias podrían afectar al funcionamiento hidráulico, se realiza una primera toma de contacto con el Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia (DIHMA), autores de la modelación matemática y del modelo físico que definía los cálculos hidráulicos del proyecto de 2002.

Al trasladar a los técnicos encargados de realizar en su día dicha modelación la topografía existente y las secciones propuestas en el proyecto constructivo de 2009, se detectaron también algunas diferencias con respecto a las conclusiones del informe realizado en su día y las secciones allí propuestas. En concreto en lo referente a:

- Cimentaciones de los muros existentes y ubicación de la coronación de las pantallas sobre rasante, modificando la geometría de la sección modelada.
- Definición del muro a ejecutar aguas abajo del puente del ferrocarril no concordante con la geometría modelada.

La suma de todo lo expuesto, suponía a criterio de la UPV una diferencia sustancial con las previsiones y cálculos llevados a cabo en los modelos físico y matemático realizados en su día, no pudiéndose garantizar que el funcionamiento hidráulico previsto en los modelos simulase correctamente el que se produzca una vez construidas las obras. De esta forma, los técnicos del DIHMA que suscriben este informe consideran que es necesario realizar una comprobación de la incidencia de lo descrito en el funcionamiento del encauzamiento.

Una primera posibilidad consistía en rehacer el modelo físico, labor que se dilataría en el tiempo en exceso, no permitiendo alcanzar resultados en un plazo razonable respecto al plazo de obra.

El DIHMA conservaba el modelo matemático unidimensional elaborado en su día, correlacionado con el modelo físico ejecutado, por lo que se consideró que el nivel de datos y las posibles comprobaciones a realizar para validar los cálculos que se hiciesen resultaban suficientes para definir el comportamiento hidráulico del barranco con las nuevas condiciones mediante un nuevo modelo matemático bidimensional, chequeado con los datos de los modelos anteriores hasta validar su correcto funcionamiento.

Con estas premisas, se realiza el encargo al IAMA (al que pertenecen actualmente los autores del informe) de estudiar el comportamiento hidráulico del barranco mediante modelos matemáticos contrastados con los datos del modelo físico anterior, garantizando así la viabilidad de la actuación.

En la fase inicial de las obras se detectaron otra serie de factores que podían modificar el comportamiento hidráulico, relacionados con las condiciones de contorno, las estructuras planteadas y los procedimientos constructivos, que se resumen en:

- En las primeras excavaciones del murete guía se detectó la afluencia generalizada de agua procedente del trasdós de los muros existentes, debida al importante flujo transversal al cauce. Puesto que las pantallas planteadas alcanzaban un nivel de arcillas impermeables, el proyecto coartaba el flujo subterráneo del ámbito de actuación, por lo que se consideraba recomendable una reducción de la profundidad de las pantallas.
- Los condicionantes ambientales respecto a la gestión de residuos y la reutilización de materiales aconsejaban emplear la escollera existente en el cauce, resultando imposible con la solución de escollera vertida, por lo que se plantea un posible cambio a escollera recebada que mantenga las condiciones de rugosidad admitiendo los diámetros existentes. Esta elección permitiría mejorar

la condición de las pantallas, puesto que derivaría en menor espesor de la capa de escollera y por tanto menor profundidad de excavación a resistir por las pantallas.

- Los servicios existentes en la zona de la desembocadura deberán discurrir por el nuevo vertedero a ejecutar. El límite de dicho vertedero en la margen derecha viene dado por el muro de nueva ejecución, previsto junto a los edificios existentes. La alineación propuesta no permite generar la arqueta necesaria en el trasdós de los muros de la margen derecha para dar salida a todos los servicios del vertedero, ni el espacio necesarios para derivarlos hasta entroncar con los existentes.

En primera instancia se planteó la posibilidad de modificar la posición de dicho vertedero, resultando inviable hidráulicamente, ya que de su posición depende el alcance del resalto necesario para garantizar los resguardos debajo de los puentes, por lo que se planteó la necesidad de retranquear la alineación del cajero derecho, dejando espacio suficiente para acometer estas actuaciones entre el edificio y los muros.

Todas estas consideraciones se han tenido en cuenta a la hora de modelar el comportamiento del cauce, realizándose los trabajos necesarios hasta alcanzar la solución definitiva. Por motivos temporales, el estudio se divide en dos fases diferenciadas, que se resumen a continuación:

- **Fase 1.** Análisis previo de la solución definida en el Proyecto Constructivo y revisión de los informes previos emitidos por la Universidad Politécnica de Valencia.

Simulación matemática mediante el modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS del tramo comprendido entre el inicio de la actuación (PK 0+456.80) y el inicio de la rampa 1 (PK 0+280.41). Propuesta de modificaciones en la geometría y revestimientos de dicho tramo.

- **Fase 2.** Elaboración de un modelo bidimensional del encauzamiento según la solución definida en el Proyecto Constructivo y calibración del mismo con los resultados recogidos en el modelo físico UPV.

Simulación matemática mediante el modelo hidráulico bidimensional GUAD 2D de todo el tramo de actuación. Mediante dicha simulación se sanciona la solución propuesta para el tramo 1 y se analizan las modificaciones propuestas para el tramo 2.

Definición general de la solución propuesta para todo tramo encauzado, desde el PK 0+456.80 hasta la desembocadura.

Finalmente, los resultados de todas estas fases quedan recogidos en los siguientes documentos:

- INFORME FASE 1. Análisis previo y modelación matemática 1D
- INFORME FASE 2. Modelación matemática 2D
- PLANOS.

Plano 1. Perfil longitudinal

Plano 2. Planta


Se incluyen en cada uno de los informes los apéndices correspondientes a la salida de resultados de las simulaciones 1D y 2D, para la fase 1 y 2 respectivamente, y un CD con las matrices de resultados proporcionadas por GUAD 2D.

NOTA ACLARATORIA


Las posibles discrepancias existentes entre los PK indicados en los planos de este informe y los PK de los planos del proyecto constructivo, del orden de 1 m, se deben a ligeras diferencias en las líneas de referencia de PK empleadas en los mismos.

Este hecho no afecta ni a la ubicación de las estructuras importantes ni a la definición del perfil longitudinal del tramo de encauzamiento, tampoco altera el correcto funcionamiento hidráulico de la solución diseñada. De manera que, desde el punto de vista de la definición hidráulica de la solución de proyecto, no hay repercusión alguna.

En Valencia, a 29 de febrero de 2012


Fco. José Vallés Morán
Profesor del Departamento de Ingeniería Hidráulica y MA, UPV. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.


Ignacio Andrés Doménech
Profesor del Departamento de Ingeniería Hidráulica y MA, UPV. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.


Beatriz Nácher Rodríguez
Becaria de Especialización IIAMA, UPV. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Instituto de Ingeniería del
Agua y Medio Ambiente

**MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO
DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN
GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)**

FASE 1. ANÁLISIS PREVIO Y MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D

INFORME

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS	2
3. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SOLUCIÓN PROYECTADA.....	3
4. MODIFICACIONES PROPUESTAS.....	6
5. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SOLUCIÓN MODIFICADA	13
6. CONCLUSIONES	15

APÉNDICE 1. Perfil de la lámina libre aguas arriba del azud de San Gabriel.

APÉNDICE 2. Perfil de la lámina libre aguas arriba del puente de la calle Paraguay.

APÉNDICE 3. Esquema en planta del tramo analizado con las modificaciones propuestas.

1. INTRODUCCIÓN

En el presente informe se analiza el funcionamiento hidráulico del encauzamiento del tramo final del Barranco de las Ovejas, según la solución adoptada en el Proyecto de Construcción “ACONDICIONAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS EN SU TRAMO FINAL (PK 0+457 HASTA DESEMBOCADURA) (ALICANTE)”. Esta primera fase del estudio se centra en el tramo comprendido entre el inicio de la actuación, en el PK 0+456.8, hasta la sección inmediatamente aguas arriba de la rampa de acceso a la plataforma de cota - 2 m, en el PK 0+280.4. La geometría en planta de este tramo 1 permite abordar su análisis desde un punto de vista unidimensional. El caudal de diseño analizado es de 912 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 200 años.

Para el análisis hidráulico, se tendrá en cuenta tanto el informe realizado en el año 2001 por la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) - en el que se presenta el diseño de ciertas actuaciones para el encauzamiento, cuyo correcto funcionamiento había sido verificado con un modelo físico reducido - como el citado Proyecto de Construcción, redactado por TYPESA, en el que se incluye el informe de la UPV como anejo hidráulico.

El análisis del comportamiento hidráulico del tramo correspondiente a la primera fase del estudio se lleva a cabo mediante modelación matemática unidimensional. La aplicación empleada a tal efecto es HEC-RAS, una herramienta del Hydrologic Engineering Center (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. (U.S. Army Corps of Engineers -USACE-), de uso muy extendido y contrastada en numerosos estudios.

2. PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS

A excepción de los dos azudes (el de San Gabriel y el de entrega al mar), la actuación proyectada está concebida como un cauce con muros cajeros revestidos con un enchachado, y un fondo de escollera vertida.

Para eliminar los problemas relacionados con las aguas estancadas en periodos secos entre avenidas, se define una nueva rasante por debajo del nivel del mar, de manera que se precisa la excavación de un importante volumen de material.

Sin embargo, esta excavación no se limita únicamente a la necesaria para alcanzar esta cota de solera, sino que también se ha de excavar una profundidad extra para colocar las dos capas de escollera vertida, más el filtro. Ésta profundidad extra llega a ser en algunos tramos de más de tres metros. La excavación, que además se ejecuta por debajo del nivel freático, con los condicionantes y dificultades que esto supone, compromete la estabilidad de los muros existentes en la actualidad. Si a todo lo dicho se suma la localización del tramo objeto de estudio, completamente inserto en una zona con una elevada densidad de edificaciones, se hace imprescindible un estudio minucioso de la solución adoptada, con el **objetivo principal de definir una tipología de actuación que permita una reducción significativa de la profundidad de excavación**, sin que esto afecte a su comportamiento hidráulico, o lo que es lo mismo, que éste sea análogo al de la solución actual frente al caudal de diseño.

Como paso previo al análisis hidráulico, se procede a la comparación de la solución definida en el Proyecto Constructivo de 2009 con la solución definida en el informe de la UPV de 2001. Esta comparación pone de manifiesto que, si bien las características de las escolleras a emplear en el encauzamiento son idénticas en ambos documentos, así como los tramos en los que se distribuyen según tamaños, a nivel seccional existen diferencias importantes. Estas diferencias están debidas principalmente a la aparición de las zapatas de los muros cajeros, cuya parte superior está situada a una cota por encima de la cota de la rasante proyectada, de cuya existencia no se tenía información en el año 2001, y que por tanto no se incluyeron en el modelo físico reducido.

Así pues, antes de proceder a la propuesta de modificaciones en la tipología de escollera, es necesario realizar un análisis hidráulico en el que se incluyan estas zapatas de los muros, con el **objetivo previo de asegurar que el funcionamiento hidráulico de la solución del Proyecto Constructivo sigue siendo correcto**.

3. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SOLUCIÓN PROYECTADA

Para el análisis hidráulico de la solución adoptada se parte del modelo matemático unidimensional creado en 2001 en HEC-RAS, que reproduce la solución expuesta en el informe del mismo año, y que está correctamente calibrado para simular un comportamiento hidráulico análogo al del modelo físico reducido, en escala prototipo.

Con este modelo como base, se procede a la introducción de la parte de zapata de muro que queda expuesta tras excavar hasta la cota definida para la rasante, que en este primer tramo es horizontal, con cota -1 msnm. Asimismo, se introduce en la sección correspondiente al puente de la C/ Paraguay los refuerzos de hormigón proyectados para los estribos de esta estructura.

El punto crítico del tramo analizado en la fase 1 es sin duda el reintegro del flujo al cauce tras su paso por el nuevo azud de San Gabriel. En dicha estructura, el flujo se acelera debido a la importante pérdida de cota - de aproximadamente 6 metros - en una distancia reducida, de manera que es necesario forzar el paso a régimen lento antes de su incorporación al cauce.

El conjunto rápida dentada más cuenco de resalto, que constituye el nuevo azud de San Gabriel, tiene como función principal la de disipar gran parte de la energía del flujo en avenidas y asegurar que se produzca el cambio de régimen antes de la sección de inicio del cauce, pero es necesaria también una condición de calado mínimo en esta sección para que efectivamente se produzca el paso de régimen rápido a lento, mediante el correspondiente resalto hidráulico en el interior del cuenco.

El cambio a nivel de sección transversal que suponen las zapatas de los muros, si bien introduce un ligero estrechamiento en la base de la sección transversal - que puede ser beneficioso para alcanzar la condición de calado necesaria en la sección de inicio del cauce -, también produce una disminución de la rugosidad equivalente en la sección, que tiene el efecto contrario al deseable en dicha condición de calado.

En efecto, el análisis hidráulico de la solución de proyecto pone de manifiesto un comportamiento no adecuado de la zona correspondiente al azud y a varias secciones aguas abajo del mismo. Al no alcanzarse la condición de calado mínimo expuesta anteriormente, el resalto hidráulico no se produce dentro del cuenco del azud, sino en el propio cauce, con toda la problemática que este fenómeno lleva asociada (elevadas tensiones tangenciales,...)

En la Figura 1 se compara el perfil longitudinal deseable, según la definición de las actuaciones del informe de 2001, y el perfil longitudinal obtenido tras la simulación con el diseño del Proyecto de Construcción de 2009.

No obstante, de la comparación de ambos perfiles también se desprende que el comportamiento inadecuado se limita a la zona del azud y sus proximidades, mientras que el resto del tramo tiene un comportamiento hidráulico correcto y coherente con el perfil deseable. Esto significa que, en principio, con pequeñas modificaciones es posible volver a ubicar el resalto hidráulico dentro del cuenco, y conseguir que el primer tramo vuelva a funcionar correctamente desde un punto de vista hidráulico.

Es importante resaltar también otro hecho observable en los perfiles longitudinales de la Figura 1. En ambos, en la sección correspondiente al inicio de la rampa 1, se alcanza el calado crítico, lo que independiza el funcionamiento hidráulico del tramo aguas arriba de la rampa y el tramo aguas abajo de la misma, de manera que se asegura que todas las modificaciones que se realicen en esta primera fase del estudio no afectan al tramo que se estudiará en la fase 2, mediante modelación bidimensional. Y, más importante aún, que las modificaciones que se propongan en la segunda fase del estudio no influirán de ninguna manera en el tramo 1, luego todo lo expuesto a continuación seguirá siendo válido, siempre que se asegure un calado crítico en el inicio de la rampa.

Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones, se está en situación de realizar los cambios necesarios sobre el modelo matemático unidimensional para conseguir el doble objetivo del presente estudio, a saber, **un correcto funcionamiento hidráulico de la solución de proyecto, considerando las zapatas de los muros, unido a una disminución de la profundidad necesaria de excavación.**

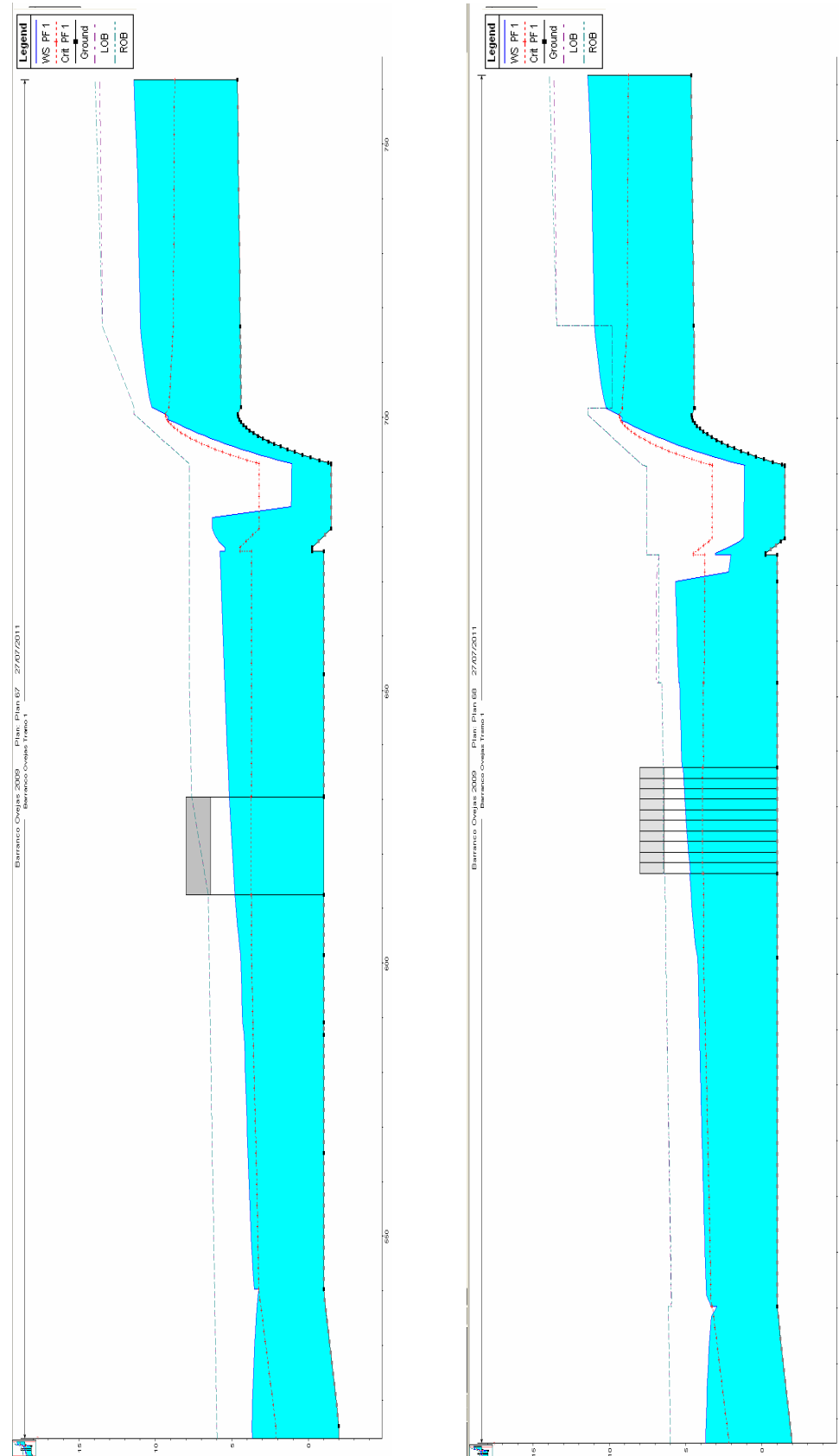


Figura 1. Perfil longitudinal de tramo 1, según informe de 2001 (izquierda) y según proyecto constructivo de 2009 (derecha)

4. MODIFICACIONES PROPUESTAS

A continuación se enumeran las modificaciones realizadas sobre la solución definida en el Proyecto Constructivo, que en su conjunto permiten alcanzar el doble objetivo propuesto en los epígrafes anteriores.

- **Eliminación de rellenos de hormigón en masa en la zona del cuenco**

Dada la complejidad del diseño del conjunto rápida dentada más cuenco con umbral terminal que se propone en el informe de 2001, su funcionamiento tuvo que ser verificado en modelo físico reducido. Es por ello que, cualquier modificación en alguno de los elementos que conforman la estructura de caída y disipación de energía, puede alterar de un modo significativo el funcionamiento de la misma.

Si bien es inevitable que aparezcan las zapatas de los muros cajeros en la zona correspondiente al cuenco - situados 0.25 m por encima de la solera, en un ancho de 1 m y 3.6 m en margen izquierda y derecha, respectivamente - sí que es necesario que se elimine el relleno de hormigón en masa representado en los planos de proyecto, ya que éste sí supone una modificación muy importante de la sección del cuenco.

- **Disminución del espesor de las pantallas de protección de los muros cajeros**

Dada la diferencia existente entre las profundidades de excavación necesarias para la colación de los distintos tipos de escollera, estando éstos caracterizados por su diámetro representativo o diámetro medio (d_{50}), se definen en el Proyecto Constructivo dos tipos de pantallas, P1 y P2, de 0.6 m y 1 m de espesor, respectivamente.

Dada la reducción de profundidad de excavación que las modificaciones expuestas a continuación permiten, es posible adoptar un único tipo de pantallas, de 0.6 m de espesor, para todo el tramo de la fase 1, lo que dota además a este primer tramo de una mayor simetría respecto del eje del encauzamiento.

Este cambio afecta a las pantallas localizadas en margen izquierda, entre el PK 0+415.63 y el PK 0+392.63.

- **Estrechamiento del tramo comprendido por el puente de la C/ Paraguay**

Como se ha expuesto anteriormente, un estrechamiento de la sección del cauce puede ser útil para trasladar el resalto hidráulico a su posición original, ya que supone el desarrollo de un calado superior al actual en la sección de inicio del cauce aguas abajo del azud de San Gabriel.

Dado que el tramo comprendido bajo el puente de la C/ Paraguay, desde aproximadamente el PK 0+377 hasta el PK 0+358, es el que más se estrecha con respecto a las secciones definidas en el informe de 2001, debido al refuerzo de los estribos con un relleno de hormigón ciclópeo, se ha considerado conveniente realizar un estrechamiento adicional precisamente en este tramo, de 1 m en cada margen. La sección inicial y final tras el citado estrechamiento se puede observar en la Figura 2.

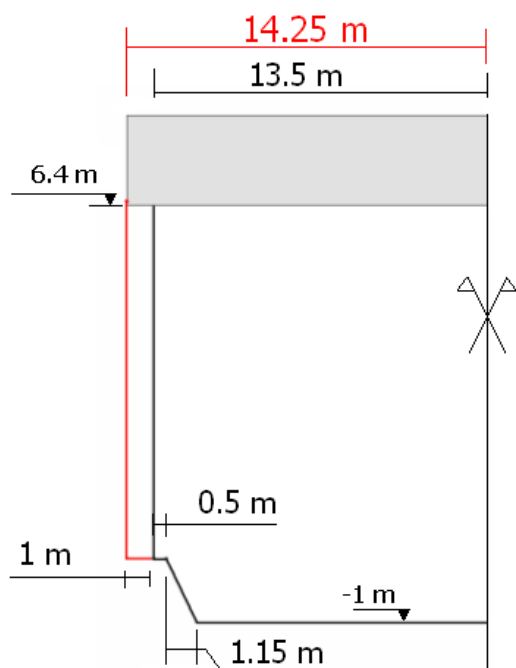


Figura 2. Sección original en la zona del puente de la C/ Paraguay (en rojo) y sección con el estrechamiento propuesto (en negro), de 2 m en total

• Encachado de la parte superior de las zapatas de los muros

Para evitar que la rugosidad del hormigón, menor que la del revestimiento de escollera, influya negativamente en la consecución de los objetivos perseguidos, y dada la existencia de un encachado de la cara frontal de los muros cajeros, se estima conveniente un revestimiento similar de la parte vista de las zapatas de los muros y del refuerzo de los estribos del puente, de manera que este encachado tenga asociado un coeficiente de rugosidad de Manning mínimo de 0.030, lo que se corresponde con un encachado que sobresalga 0.14 m. Este encachado sólo es necesario en la parte superior o superficie horizontal de las zapatas de los muros. En la superficie vertical de intentará dar un acabado “muy rugoso” al hormigón.

• Regularización de la transición entre distintas tipologías de muros

Las cotas de las zapatas de los muros son sensiblemente constantes a lo largo de todo el tramo analizado en la fase 1, a excepción del tramo comprendido entre las secciones correspondientes al PK 0+415.63 y al PK 0+392.63. En este tramo, la zapata del muro por margen derecha queda situada bajo el terreno, y en margen izquierda, la zapata aparece por encima de la rasante a partir del PK 0+411, aproximadamente, quedando oculta aguas arriba de dicho PK

Sin embargo, la distancia existente entre la parte superior de la zapata y la rasante proyectada, en los tramos que la primera queda por debajo de la segunda, no es suficiente para colocar la misma protección que en el resto de la sección, de manera que se considera más conveniente proceder de la siguiente manera:

- Por margen izquierda, se recrece la zapata del muro tipo E2, con un ancho total de 1.6 m (1 m de la zapata más 0.6 m de la pantalla), dotando a la misma de una pendiente adversa, desde la cota -1, en el PK 0+415.63, hasta la cota -0.05, en el PK 0+392.63.
- Por margen derecha, se recrece la zapata del muro tipo E1 de manera análoga a la de la margen izquierda, teniendo en cuenta que, en este caso, el ancho de la zapata es de 3.6 m, lo que unido a la pantalla, de 0.6, lleva a un ancho total de 4.2 m.

En ambos casos, las zapatas de los muros finalizan en la cota -0.05 m, que es la cota a la que se encuentran las zapatas de los muros inmediatamente aguas abajo del PK 0+392.63.

En cuanto a la geometría en planta, se realizan las siguientes transiciones:

- Por margen derecha, y en una longitud de 4 metros, se va disminuyendo el ancho de la zapata del muro E1, que en la sección 0+392.63 es de 4.2 m, hasta el ancho correspondiente al muro E2, que en la sección 0+352.63 ya será de 1.6 m.
- Por ambas márgenes, se inicia en la sección situada a 4 metros aguas arriba de la sección de aguas arriba del puente de la C/ Paraguay un ensanchamiento de las zapatas de los muros, para pasar de 1.6 metros a 2.65 m, como corresponde al refuerzo de los estribos del puente.
- Por ambas márgenes, se procede de manera análoga en la sección aguas abajo del citado puente, produciéndose un estrechamiento de las banquetas de 2.65 m a 1.6 m en los primeros 4 metros aguas abajo de la estructura. El esquema tridimensional de los dos últimos puntos se muestra en la Figura 3.

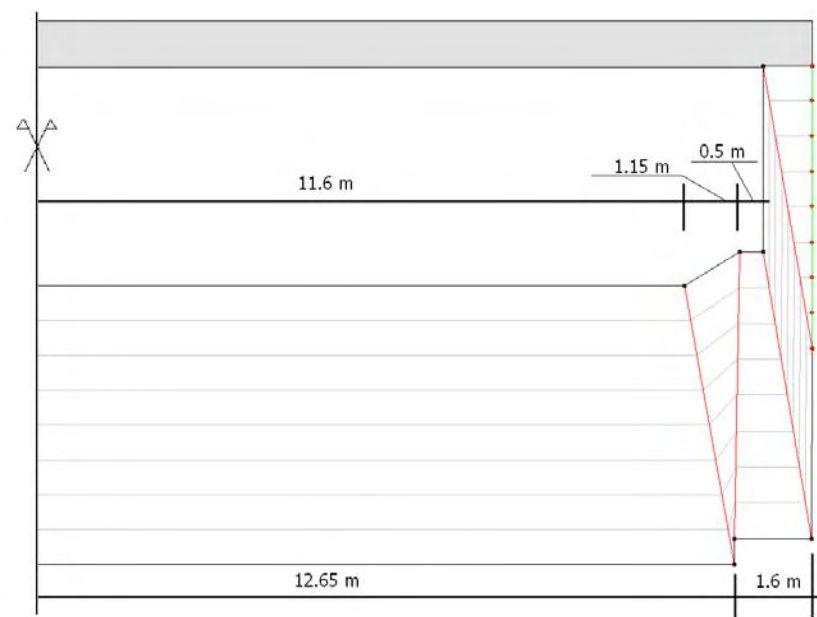


Figura 3. Ensanchamiento de la sección y de las zapatas de los muros en los primeros 4 m aguas abajo del puente de la C/ Paraguay. Vista desde aguas abajo

Todos los recrecidos o rellenos de hormigón necesarios para llevar a cabo estas transiciones se revestirán con el encachado anteriormente mencionado.

• Cambio de escollera vertida por escollera recibada

Esta modificación es sin duda la más importante desde el punto de vista de la profundidad de excavación necesaria.

El problema principal a la hora de sustituir escollera vertida por recibada es el cambio de rugosidad que se produce, ya que para un mismo tamaño de piedra, la escollera vertida tiene siempre un coeficiente de rugosidad mucho mayor que la recibada. Y esto es contrario al objetivo de fijar el resalto hidráulico en el cuenco por medio de un calado mayor en la sección aguas abajo del mismo.

Sin embargo, gracias al efecto del estrechamiento propuesto para el tramo del puente y al aumento de rugosidad de la parte vista de las zapatas de los muros mediante el encachado de las mismas, se puede asegurar un comportamiento hidráulico correcto del tramo analizado en esta fase 1, para el caudal de proyecto, y que es análogo al obtenido con el modelo físico reducido, realizando las siguientes modificaciones:

- Desde el PK 0+456.8 (inicio de la actuación) hasta el PK 0+442 (inicio del azud de San Gabriel), se sustituye la escollera vertida proyectada, de diámetro medio 0.9 m, por una escollera recibada de diámetro medio 0.4 m.

- Desde el PK 0+415.63 (inicio del cauce tras el azud) hasta el PK 0+343 (inicio en planta del ensanchamiento de la base de la sección), se sustituye la escollera vertida proyectada, correspondiente en este tramo a diámetros medios de 1.5 m, 0.9 m y 0.8 m, por una escollera recibada de diámetro medio 1.2 m en todo el tramo.
- Desde el PK 0+343 hasta el PK 0+280.4 (tramo en que la base de la sección se ensancha de 28.5 m a 33.5 m), se sustituye la escollera vertida proyectada, de diámetro medio 0.8 m, por una escollera recibada de diámetro medio 1.4 m.

Aunque a simple vista pueda parecer que el tamaño de escollera ha aumentado respecto a los proyectados, y que por tanto la profundidad de excavación será, en consecuencia, mayor, se ha de tener en cuenta que para ejecutar correctamente una escollera vertida son necesarias dos capas, más un espesor de filtro, que en proyecto es de 0.30 m. Por el contrario, para la ejecución de una escollera recibada sólo es necesario colocar una capa, y el espesor no es el de la piedra, ya que, según se observa en la Figura 4, del orden de la mitad de la piedra queda por encima de la rasante en piedras con diámetros superiores a 1 m, y además, el material que separa la escollera recibada del terreno no tiene función de filtro, sino que es una base de apoyo, por lo que su espesor se puede reducir hasta 0.15 m. El objetivo es que exista una capa de asiento portante, firme y resistente, sobre la que colocar los escollos.

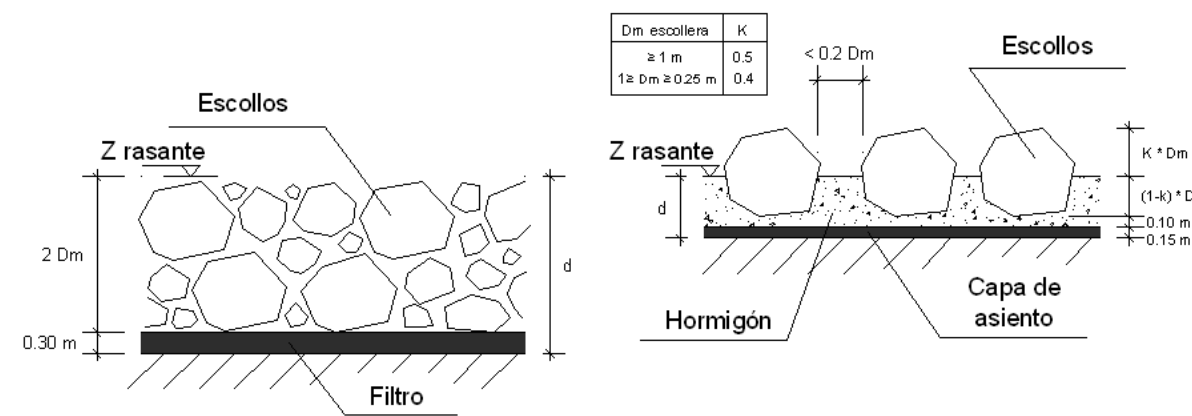


Figura 4. Comparación de la profundidad de excavación (d) necesaria para colocar una escollera vertida (izquierda) y una escollera recibada (derecha)

Es importante señalar que el espaciamiento que se indica en la figura 4 se ha de mantener en planta en las dos direcciones.

Tanto la escollera vertida como la escollera recibada se definen según un diámetro representativo o diámetro medio (d_{50}). Sin embargo, si bien la escollera vertida presenta una granulometría no uniforme, con diámetros máximos del orden de dos

veces el diámetro medio, en el caso de la escollera recebada, el material empleado ha de tener una granulometría uniforme, de manera que todos los escollos tengan un tamaño similar al diámetro medio con que se define dicha escollera.

Así, considerando que los escollos pueden aproximarse a partículas esféricas, y una densidad de unas 2.65 t/m³, es posible definir la escollera a través de su peso medio.

En cuanto a la ejecución, los 10 cm de hormigón que se observan en la figura 4, entre la capa de asiento y la escollera, no se ejecutan de manera independiente: los escollos se han de colocar sobre hormigón fresco, de manera que la piedra quede perfectamente empotrada, y ligeramente separada de la capa de asiento. Si bien la forma de las piedras puede no ser perfectamente uniforme, es de suma importancia que la dimensión mayor se coloque en sentido vertical, asegurando siempre que la altura de piedra que queda por encima de la capa de hormigón sea la indicada en la figura 4.

En la Tabla 1 se comparan las profundidades de excavación según la solución del proyecto constructivo y las profundidades según las modificaciones propuestas. Como se puede observar, la reducción es considerable.

P.K.		Tipología		Profundidad de excavación		
Inicio	Fin	Original	Modificada	Original	Modificada	Reducción
0+456.80	0+442.00	Vertida d ₅₀ = 0.9 m	Recebada d ₅₀ = 0.4 m	2.1 m	0.49 m	75 %
0+415.63	0+392.63	Vertida d ₅₀ = 1.5 m	Recebada d ₅₀ = 1.2 m	3.3 m	0.85 m	75 %
0+392.63	0+369.63	Vertida d ₅₀ = 0.9 m	Recebada d ₅₀ = 1.2 m	2.1 m	0.85 m	60 %
0+369.63	0+343.00	Vertida d ₅₀ = 0.8 m	Recebada d ₅₀ = 1.2 m	1.9 m	0.85 m	55 %
0+343.00	0+280.4	Vertida d ₅₀ = 0.8 m	Recebada d ₅₀ = 1.4 m	1.9 m	0.95 m	50 %

Tabla 1. Comparación de las profundidades de excavación necesarias con las tipologías de revestimiento existentes (original) y las tipologías propuestas (modificada)

Además, según mediciones proporcionadas por Vías y Construcciones se dispone en obra de un cierto volumen de piedras reutilizables, con un diámetro representativo de 1.2 m y 0.4 m, que se pueden incorporar al nuevo encauzamiento.

- **Recrecido del muro aguas arriba del nuevo azud de San Gabriel**

Pese a que en el Proyecto Constructivo se considera el recrecido de los muros cajeros del PK 0+456.8 al PK 0+442, las secciones transversales facilitadas por INCOSA no presentan la cota suficiente en coronación. Es necesario, a la vista de las cotas alcanzadas por la lámina de agua en el tramo aguas arriba del nuevo azud de San

Gabriel, que se lleve a cabo un recrecido de los muros. Éste recrecido ha de proporcionar un resguardo mínimo de 1 m.

En el Apéndice 1 se adjunta el perfil de la lámina libre en el tramo aguas arriba del azud. La cota superior de los muros cajeros, una vez recrecidos, será igual a la de la lámina de agua más 1 m de resguardo.

En el Apéndice 2 se presenta el esquema en planta de todas las modificaciones propuestas para el tramo 1.

5. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SOLUCIÓN MODIFICADA

Una vez implementadas todas las modificaciones enumeradas en el epígrafe anterior, se lleva a cabo un último análisis hidráulico del tramo objeto de estudio en esta primera fase, cuyo perfil longitudinal correspondiente se muestra en la Figura 5.

En este perfil longitudinal se puede observar como el funcionamiento hidráulico del cauce es correcto, para la avenida de proyecto, ya que el resalto hidráulico queda contenido dentro del cuenco, el régimen que se desarrolla en todo el cauce es subcrítico, y la cota de la lámina de agua no alcanza la cota de coronación de los muros cajeros, existiendo además un resguardo de 1.4 m para el tablero del puente de la C/ Paraguay.

Además, en la rampa 1, de acceso a la plataforma de cota -2, se alcanza el calado crítico en la sección inmediatamente aguas arriba, lo que independiza el funcionamiento del tramo 1 de las modificaciones que se realicen posteriormente en el tramo 2.

Además, en cuanto a tensiones tangenciales producidas por el flujo, éstas son inferiores a 500 N/m^2 , en cualquier caso muy por debajo de las resistidas por una escollera recibada bien ejecutada.

Las cotas de la lámina de agua obtenidas en esta simulación se han comparado con los perfiles medidos en el modelo reducido, correspondientes al tramo comprendido entre el inicio del cauce y el puente de la calle Paraguay. Dichas comparaciones resultan satisfactorias. Por ejemplo, en la sección situada 5 metros aguas arriba del puente se midió un nivel medio de la lámina de agua de 5.6 m, y el valor proporcionado por HEC-RAS en esta sección es de 5.55 m.

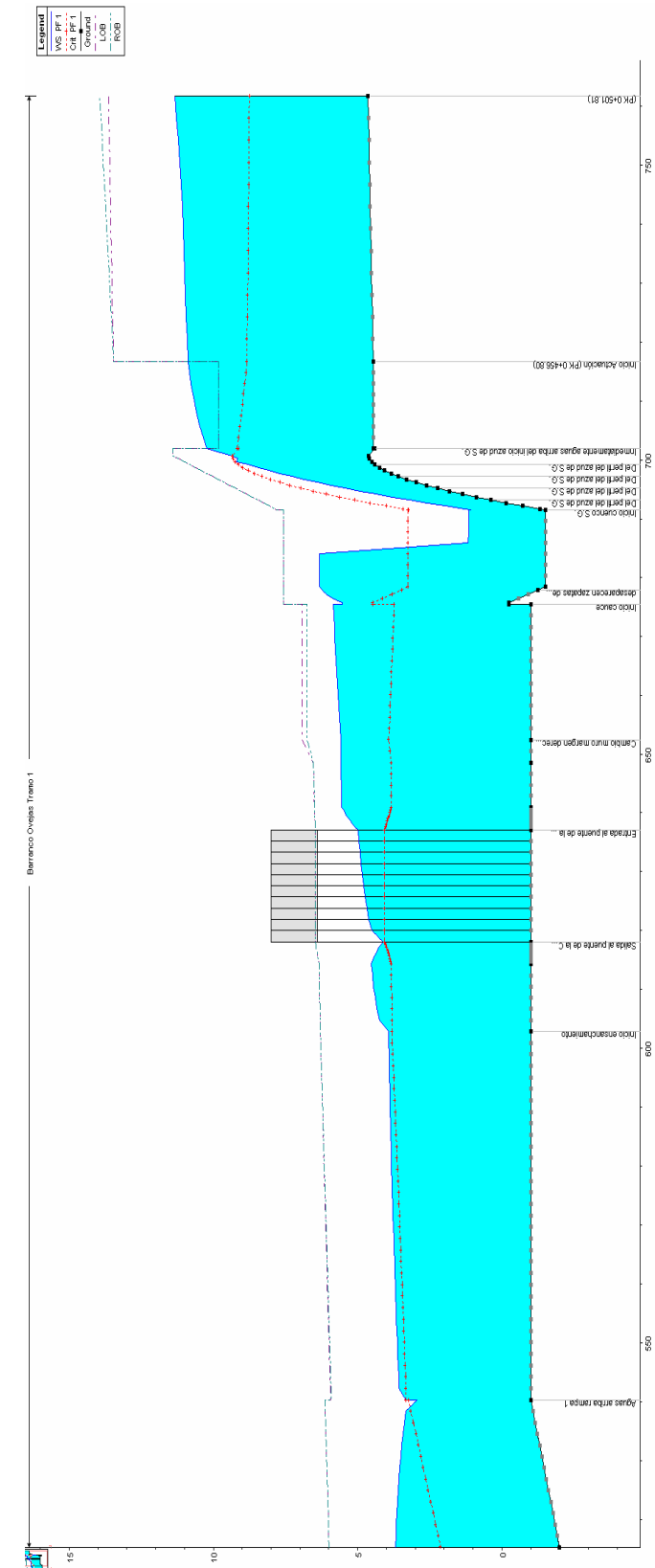


Figura 5. Perfil longitudinal del tramo analizado tras la implementación de todas las modificaciones en el modelo matemático unidimensional

6. CONCLUSIONES

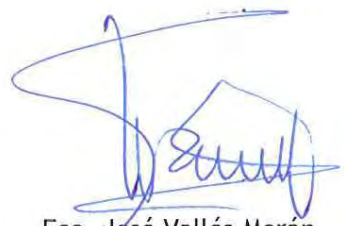
El análisis hidráulico mediante modelación matemática unidimensional del primer tramo (comprendido entre el PK 0+456.8 y el PK 0+280.4) del encauzamiento del Barranco de las Ovejas, según se define en el Proyecto Constructivo de 2009, pone de manifiesto el funcionamiento hidráulico incorrecto de dicho tramo, si se tienen en cuenta las variaciones de sección producidas por la aparición de las zapatas de los muros cajeros por encima de la cota de rasante.

Asimismo, los diversos condicionantes que afectan a la zona de estudio (edificaciones circundantes, proximidad al mar), implican la necesidad de modificar la tipología de actuación para disminuir la profundidad de excavación necesaria.

Mediante las modificaciones propuestas en el epígrafe 4 del presente informe, y según se comprueba con el análisis hidráulico mediante modelación matemática del tramo en cuestión (epígrafe 5), se consigue reproducir el adecuado comportamiento hidráulico obtenido con el modelo físico reducido. La comparación de niveles de calados recogidos de la simulación en modelo físico, con los valores proporcionados por HEC-RAS en las secciones correspondientes, verifican esta afirmación.

Además, la sustitución de una escollera vertida por una recebada supone una **disminución significativa de las profundidades de excavación, entre el 50 % y el 75 % de la profundidad necesaria inicialmente.**

Por último, algunos de los tamaños medios adoptados para la nueva escollera recebada pueden ser reutilizados, lo que supone un ahorro adicional en el volumen de material a adquirir.



Fco. José Vallés Morán
Profesor del Departamento de
Ingeniería Hidráulica y MA, UPV.
Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos.



Ignacio Andrés Doménech
Profesor del Departamento de
Ingeniería Hidráulica y MA, UPV.
Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos.

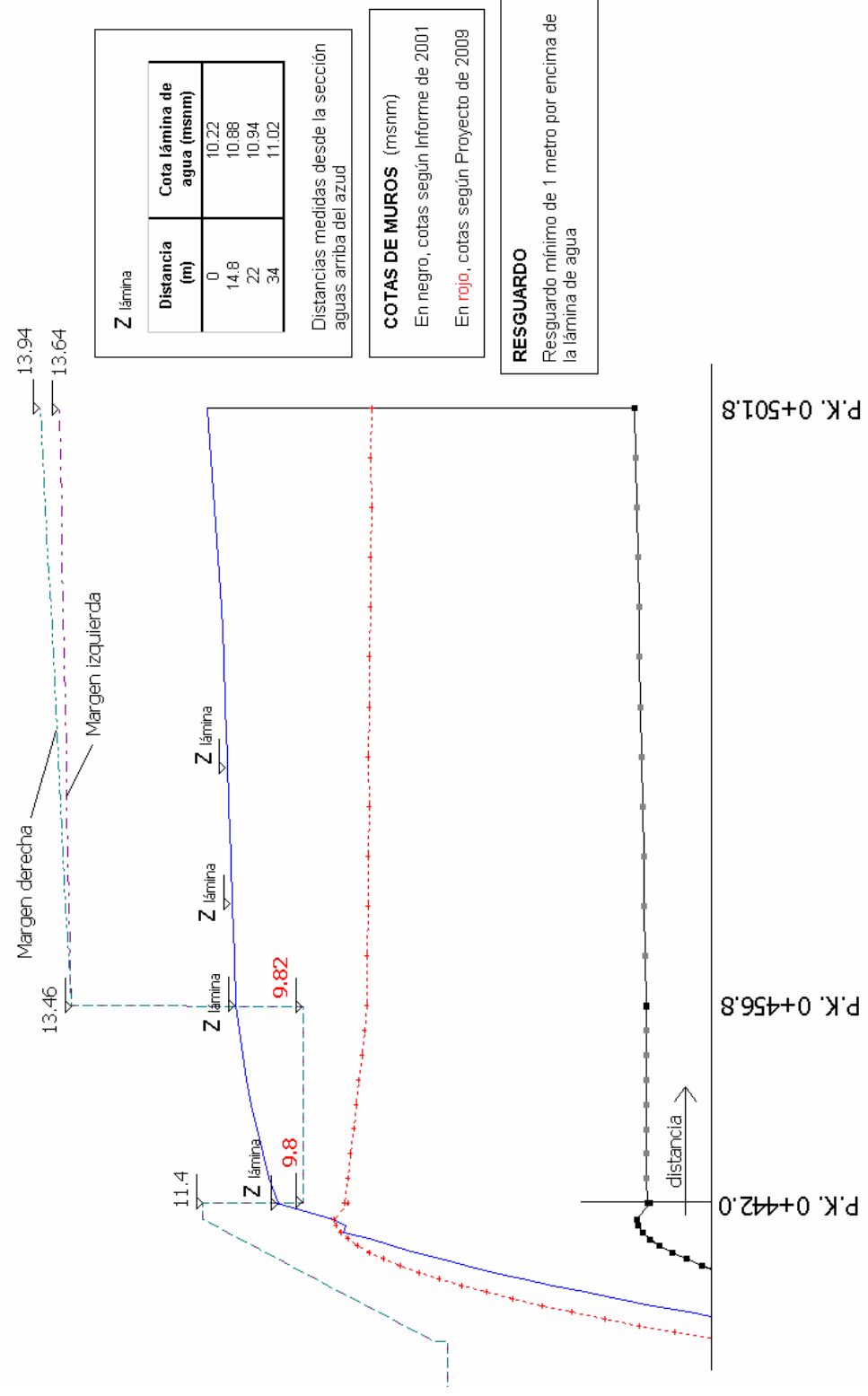


Beatriz Nacher Rodríguez
Becaria de Especialización IIAMA,
UPV.
Ingeniera de Caminos, Canales y
Puertos.

En Valencia, a 29 de febrero de 2012

APÉNDICE 1

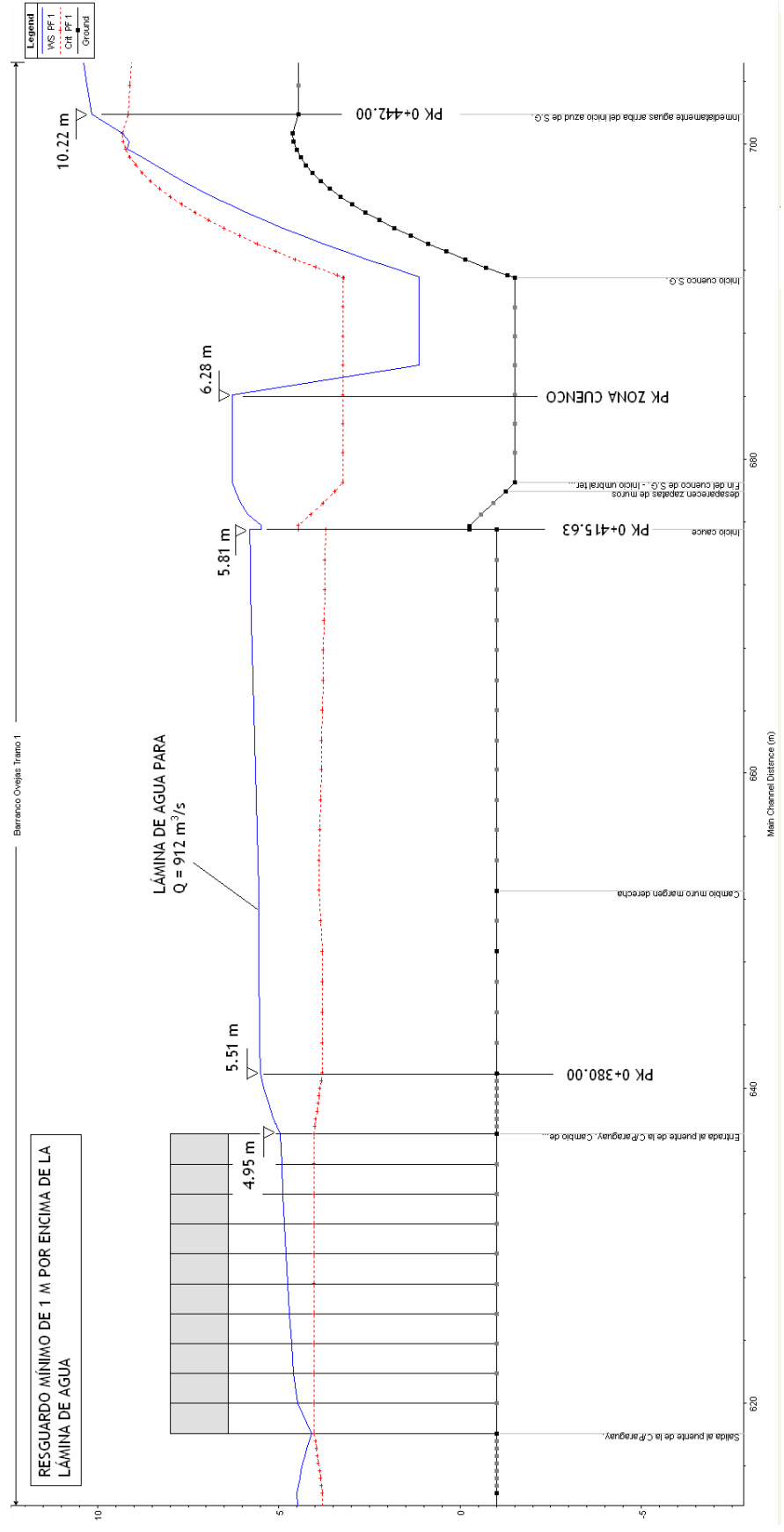
Perfil de la lámina libre
aguas arriba del azud de San Gabriel



APÉNDICE 2

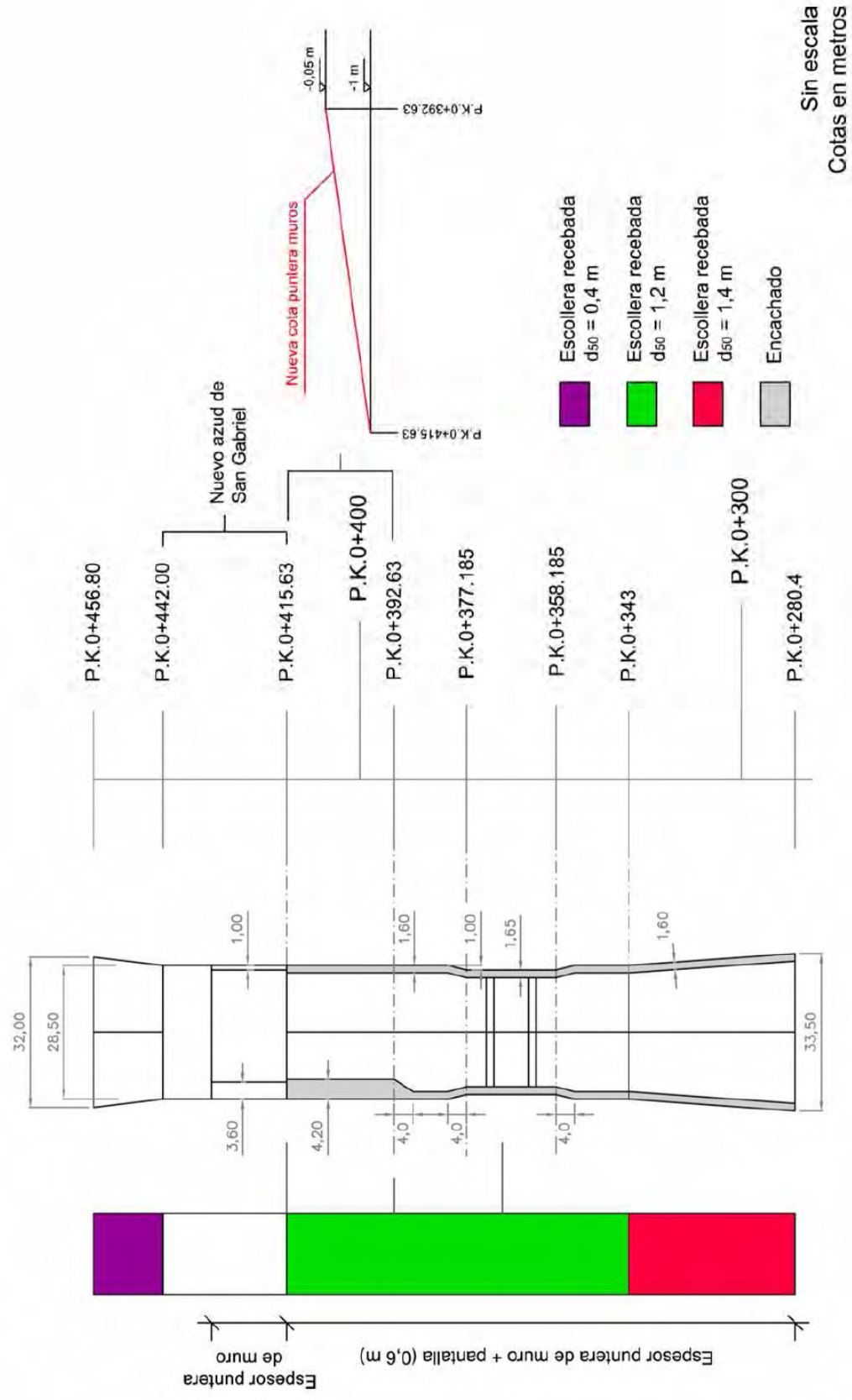
Perfil de la lámina libre aguas arriba
del puente de la calle Paraguay

FASE 1. ANÁLISIS PREVIO Y MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D



APÉNDICE 3

Esquema en planta del tramo analizado
con las modificaciones propuestas





UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Instituto de Ingeniería del
Agua y Medio Ambiente

**MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO
DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN
GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)**

FASE 2. MODELACIÓN MATEMÁTICA 2D

INFORME

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL.....	2
2.1. MODELO FÍSICO UPV 2000/2001	2
2.2. MODELO CON LAS MODIFICACIONES DE LA FASE 1.....	5
3. MODIFICACIONES INICIALES DE LA FASE 2.....	7
3.1. MODIFICACIÓN DE LA ESCOLLERA PROYECTADA.....	7
3.2. MODIFICACIÓN EN LA ALINEACIÓN DEL MURO DE NUEVA CONSTRUCCIÓN POR MARGEN DERECHA.....	8
3.3. TRANSICIONES Y ARRANQUE DEL ESPIGÓN POR MARGEN IZQUIERDA	8
4. MODIFICACIONES COMO CONSECUENCIA DEL ESTUDIO DE ESTRUCTURAS Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	10
4.1. MODIFICACIÓN DE LA ALINEACIÓN DEL MURO DE NUEVA CONSTRUCCIÓN POR MARGEN DERECHA.....	10
4.2. MODIFICACIÓN DE LA TRANSICIÓN AGUAS ARRIBA DEL ESTRIBO DEL FFCC POR MARGEN IZQUIERDA.....	11
4.3. NECESIDADES DE DRAGADO A COTA -4 ENTRE ESPIGONES	11
5. ANÁLISIS DE LA SOLUCIÓN FINALMENTE PROPUESTA PARA LA FASE 2	12
6. DEFINICIÓN GLOBAL DE LA SOLUCIÓN FINALMENTE PROPUESTA.....	22
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	24

APÉNDICE 1. MODELO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL. GUAD 2D

1. INTRODUCCIÓN

La segunda fase del presente estudio consiste en la modelación matemática bidimensional de toda la zona de actuación, incluyendo tanto el tramo analizado en la fase 1 como el resto del encauzamiento, desde el inicio aguas arriba del azud de San Gabriel hasta la desembocadura en el mar.

El análisis del comportamiento del flujo en dos dimensiones es necesario desde la rampa de acceso a la plataforma de cota -2 m, ya que el cauce comienza a tener un marcado carácter asimétrico a partir de éste punto, abriéndose únicamente por margen derecha.

Los objetivos que se pretende alcanzar en la fase 2 son los siguientes:

- Sancionar las modificaciones propuestas en la fase 1, comprobando que los resultados proporcionados por la simulación en dos dimensiones se corresponden con los obtenidos con la simulación unidimensional.
- Analizar la posibilidad de sustituir la escollera vertida proyectada por recebada en el tramo comprendido entre el inicio de la primera rampa y la desembocadura.
- Estudiar el efecto del retranqueo del muro cajero por margen derecha en el entorno aguas arriba del puente de la carretera nacional N-332.
- Revisar las necesidades de dragado en la zona entre espigones y la cota necesaria de la plataforma para el correcto funcionamiento hidráulico del encauzamiento.
- Corregir la geometría de la desembocadura introducida en el modelo físico en el entorno del puente del FFCC, por la penetración real del estribo de margen izquierda, asegurando el correcto desagüe del cauce y los resguardos suficientes en los puentes.
- Asegurar que, con todas las modificaciones anteriores, el comportamiento hidráulico es correcto para el caudal de diseño y los resguardos bajo las estructuras son suficientes.

El análisis hidráulico bidimensional se lleva a cabo con la aplicación hidráulica de simulación del flujo en dos dimensiones GUAD 2D.

2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL

Para la elaboración del modelo matemático bidimensional que sirve de base en las simulaciones hidráulicas, es necesario contar con un modelo digital del terreno (MDT) de la zona estudiada.

En la obtención de dicho MDT se emplea la información topográfica que representa la situación actual del cauce, proporcionada por la UTE Barranco de las Ovejas.

Tras el análisis y tratamiento de los datos topográficos, se elabora el MDT con la ayuda del software ArcView 3.2.

2.1. MODELO FÍSICO UPV 2000/2001

Dado que en el MDT elaborado la estructura del azud de San Gabriel está simplificada (no se introducen los dientes ni los bloques del umbral terminal, ya que, aún en el caso de que la estructura estuviera definida al detalle, el flujo a través de la misma no estaría correctamente representado al ser éste claramente tridimensional), es necesario representar la resistencia que la estructura ofrece al paso del flujo por medio de un coeficiente de rugosidad de Manning equivalente.

Para calibrar dicho coeficiente, se emplea un MDT que representa la geometría correspondiente al modelo físico reducido realizado en la UPV en 2000/2001. Así, el coeficiente de rugosidad necesario será aquel que proporcione como resultado los mismos perfiles de la lámina de agua que se obtuvieron sobre el modelo físico.

En la elaboración del MDT del modelo físico reducido, el primer paso es modificar la topografía digital, ya que ésta representa la situación actual del cauce.

Las principales modificaciones llevadas a cabo son las siguientes:

- Eliminación de la banquetta de escollera vertida en margen derecha, entre los PK 0+167.30 y 0+000, y su sustitución por el muro de nueva construcción proyectado en dicho tramo.
- Por margen izquierda, eliminación de la parte del estribo del puente del FFCC que se introduce en el cauce, dado que en el modelo físico no estaba incluido, y modificación del inicio del espigón actual por el proyectado, que arranca en vertical desde el estribo del FFCC y va tomando la inclinación necesaria para igualar a la de la escollera del espigón.

Una vez realizados estos cambios, se procede a la simulación bidimensional con el caudal de diseño, realizándose simulaciones sucesivas con diferentes valores del coeficiente de rugosidad de Manning en el azud de San Gabriel. A continuación, se analizan los resultados en las secciones donde se tomaron perfiles de la lámina libre en el modelo físico, hasta que se alcanza el valor necesario de dicho coeficiente para que la situación simulada se corresponda con los resultados del modelo físico.

Como se puede observar en la gráfica de la Figura 1, con el coeficiente de rugosidad equivalente finalmente adoptado, el comportamiento simulado es muy próximo al real, ya que el perfil proporcionado por GUAD 2D representa la tendencia media de los puntos medidos sobre modelo físico, con los mismos órdenes de magnitud (sin tener en cuenta las posibles ondulaciones generadas por la tercera componente del flujo), y en puntos significativos, como son las secciones aguas abajo del final del cuenco del Azud de San Gabriel o las secciones aguas arriba de las estructuras, los resultados en cuanto a cota de la lámina de agua son muy próximos a los del modelo físico.

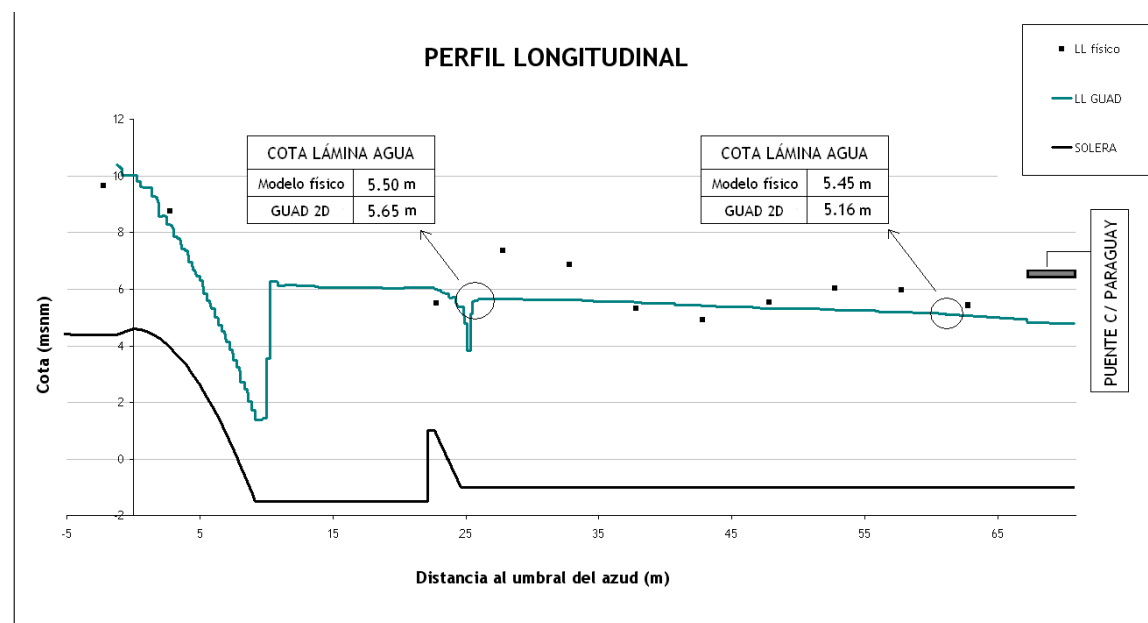


Figura 1. Comparación del perfil longitudinal proporcionado por GUAD 2D con las mediciones realizadas sobre el modelo físico aguas abajo del azud de San Gabriel

En el caso del flujo a través de los puentes de la N-332 y del FFCC, la lámina de agua proporcionada por el modelo 2D queda ligeramente por encima de la proporcionada por el modelo físico, como se muestra en las gráficas de la Figura 2, aunque la diferencia no es demasiado grande en los puntos donde la cota es más elevada.

De cualquier modo, si los resultados en cuanto a cota de la lámina de agua proporcionados por GUAD 2D son ligeramente superiores a los reales, las conclusiones derivadas en cuanto a resguardos bajo los puentes quedarán del lado de la seguridad.

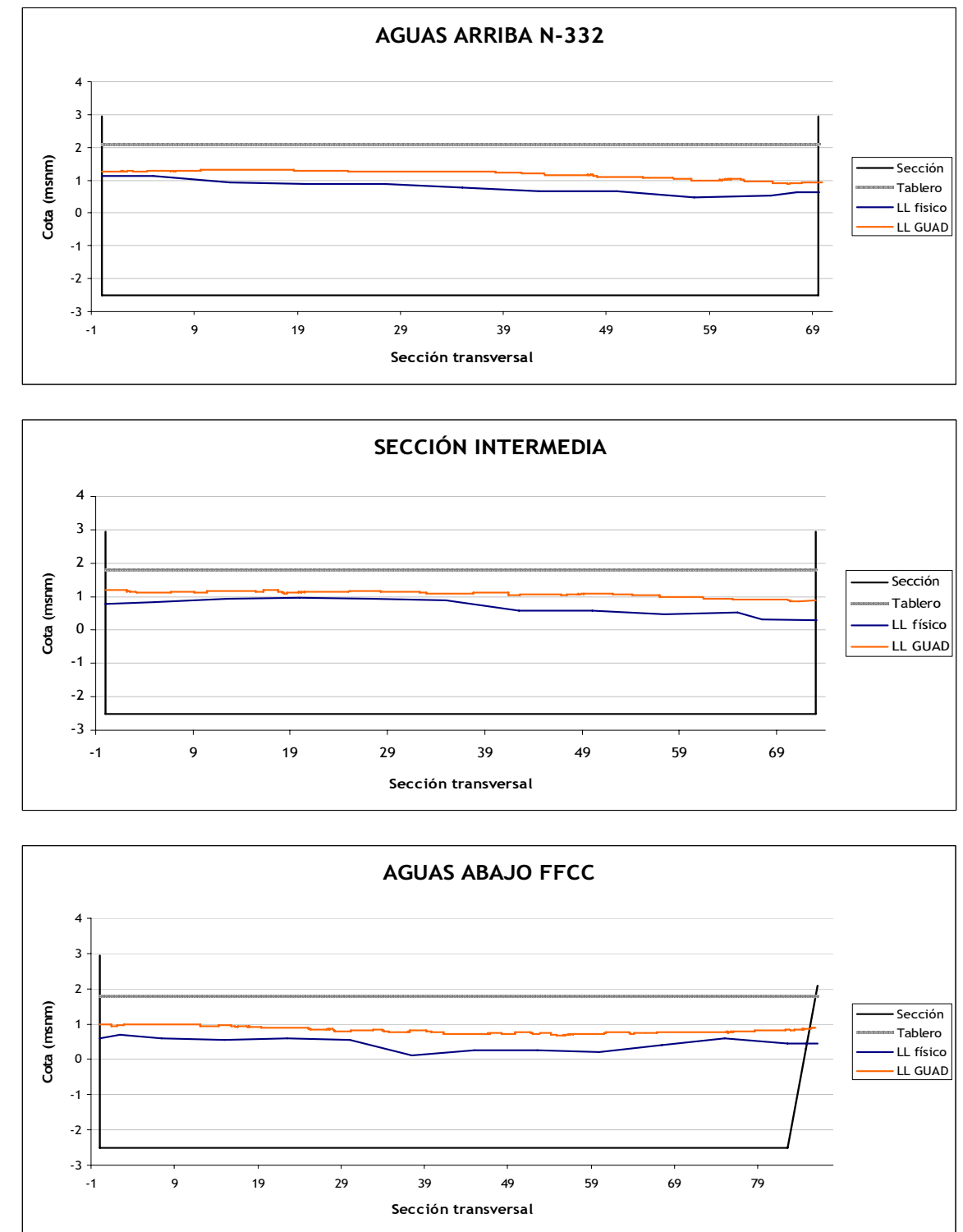


Figura 2. Comparación de perfiles transversales medidos en el modelo físico (azul) y proporcionados por GUAD 2D (naranja)

Una vez calibrado el coeficiente de rugosidad del azud de San Gabriel, se pasa al estudio de la solución propuesta en la fase 1.

2.2. MODELO CON LAS MODIFICACIONES DE LA FASE 1

Sobre el MDT elaborado, que representa la geometría del modelo físico reducido, se implementan las modificaciones sobre la solución de proyecto que se determinaron en la fase 1. Éstas son, principalmente:

- Estrechamiento del cauce bajo el tablero del puente de la C/ Paraguay
- Introducción de la parte de las zapatas de los muros que quedan vistas tras la excavación a la cota de rasante en el tramo 1, con la parte superior encachada, y regularización de las transiciones entre las distintas tipologías de muro.
- Cambio de la escollera vertida proyectada por escollera recebada.
- Recrecido de los muros cajeros donde resulta necesario.

Sobre este modelo se introducen, además, las zapatas de los muros que quedan visibles tras la excavación a la cota de solera proyectada en el tramo 2, de la misma manera que se hizo con el tramo 1.

A continuación, se lleva a cabo la simulación para el caudal de proyecto.

Los resultados proporcionados por el modelo 2D sancionan las modificaciones introducidas, previamente analizadas mediante simulación 1D. Como se puede observar en la Figura 3, el comportamiento hidráulico en el tramo 1 proporcionado por HEC-RAS y por GUAD 2D es análogo.

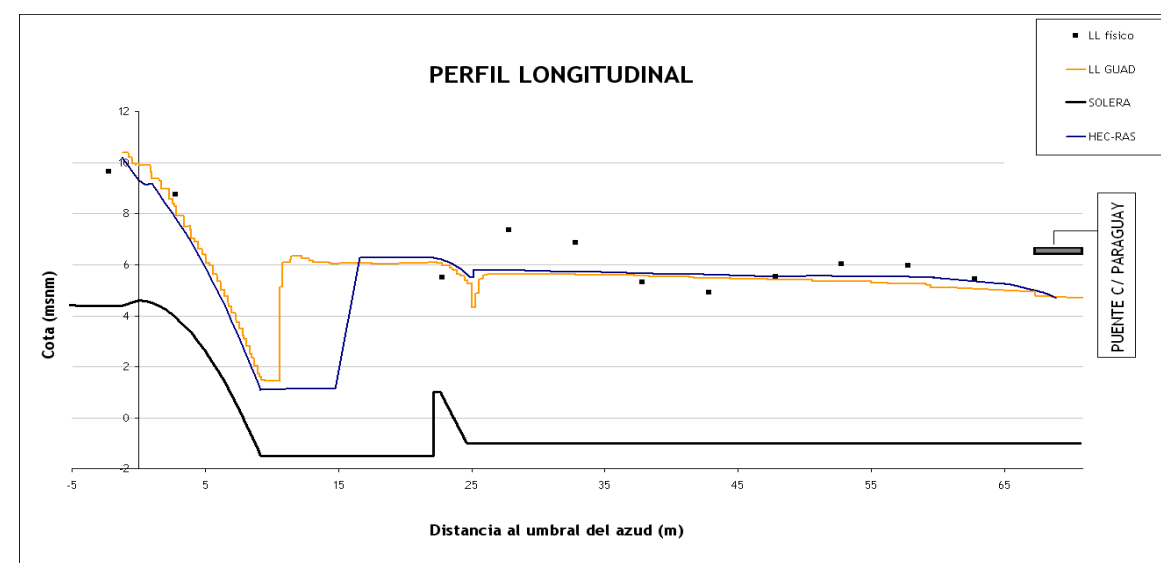


Figura 3. Comparación de perfiles longitudinales aguas abajo del azud de San Gabriel.

Además, también se comprueba que se alcanza el calado crítico al inicio de la rampa del PK 0+281.91. Esto es necesario para independizar el comportamiento hidráulico de ambos tramos, y asegurar que las modificaciones que se propongan en el tramo 2 no influyen en el comportamiento hidráulico del tramo 1.

Por último, se analiza la lámina de agua en el entorno de los puentes de la N-332 y del ferrocarril, comparando los resultados con los obtenidos en el modelo físico. Los resultados obtenidos, pese a la introducción del estribo del FFCC, proporcionan conclusiones similares a las del epígrafe 2.1.

3. MODIFICACIONES INICIALES DE LA FASE 2

Una vez calibrado el modelo y sancionadas las modificaciones de la fase 1, se pasa al análisis del segundo tramo del encauzamiento, desde el inicio de la primera rampa hasta la desembocadura.

A continuación se describen las modificaciones propuestas inicialmente para este segundo tramo.

3.1. MODIFICACIÓN DE LA ESCOLLERA PROYECTADA

Se propone la sustitución de la escollera vertida proyectada por escollera recebada. En la Tabla 1 se recoge la escollera definida en el Proyecto Constructivo para cada tramo y la nueva escollera propuesta.

	Escollera proyectada	Escollera propuesta
PK 0+280.41 a PK 0+255.41 Rampa 1	Escollera vertida $d_{50} = 0.90$ m	Escollera recebada $d_{50} = 1$ m
PK 0+255.41 a PK 0+192	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m	
PK 0+192 a PK 0+118.50	Escollera vertida $d_{50} = 0.80$ m	
PK 0+118.50 a PK 0+011.27 (excepto azud de entrega al mar)	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m	
PK 0+011.27 a PK0-081.00 Plataforma por debajo por debajo de los puentes	Escollera vertida $d_{50} = 0.40$ m	Mantener escollera existente en el cauce, con $d_{50} = 0.80/0.90$ m, suelta y careada
PK 0-081 a PK0-088.5 Rampa 2	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m

Tabla 1. Modificaciones propuestas en la escollera del tramo 2

3.2. MODIFICACIÓN EN LA ALINEACIÓN DEL MURO DE NUEVA CONSTRUCCIÓN POR MARGEN DERECHA

Se analiza el efecto del retranqueo del muro cajero de nueva construcción por margen derecha, que empieza en el PK 0+170.500. El cambio en la alineación se lleva a cabo introduciendo el extremo aguas abajo de dicho muro 3 m hacia el interior del cauce, situado en el entorno aguas arriba del puente de la carretera nacional N-332, pivotando sobre el inicio del mismo, que se mantiene en la posición original. La nueva alineación se compone de un único tramo recto.

3.3. TRANSICIONES Y ARRANQUE DEL ESPIGÓN POR MARGEN IZQUIERDA

Se diseñan las transiciones correspondientes a las zonas de desaparición de las zapatas de los muros que quedan visibles tras la excavación a la cota proyectada.

Las transiciones han de ser suficientemente graduales para que la interferencia con el flujo sea mínima. Una razón adecuada es de 4:1 (longitudinal : transversal).

Para el estribo de margen izquierda del puente del ferrocarril, que se introduce unos 3 metros hacia el interior del cauce, se inicia el estrechamiento de la sección por margen izquierda desde 25 m aguas arriba del mismo, coincidiendo con el inicio del estribo del puente de la carretera nacional. Esta transición se realiza con un muro vertical revestido con el mismo enchachado que el resto de los muros cajeros.

En cuanto al arranque del muro espigón por margen izquierda, éste comienza vertical desde el final del estribo del puente del FFCC, y va tomando el talud necesario para igualar al de la escollera del espigón, desarrollando una curva en planta que se corresponde con la representada en la Figura 6, según la solución que en su momento se ensayó y validó en el modelo físico reducido. Las coordenadas UTM de los puntos que definen la misma, tanto la base (sobre el lecho del encauzamiento, plataformas a cota -2.5 y -3.5 y rampa intermedia) como la coronación (coincidente con la del actual espigón), se recogen en la Tabla 2. En la misma tabla también se recoge la geometría original del modelo físico UPV, donde el estribo del FFCC no se introducía en el cauce, y el inicio del espigón está retranqueado 3 m hacia el exterior.

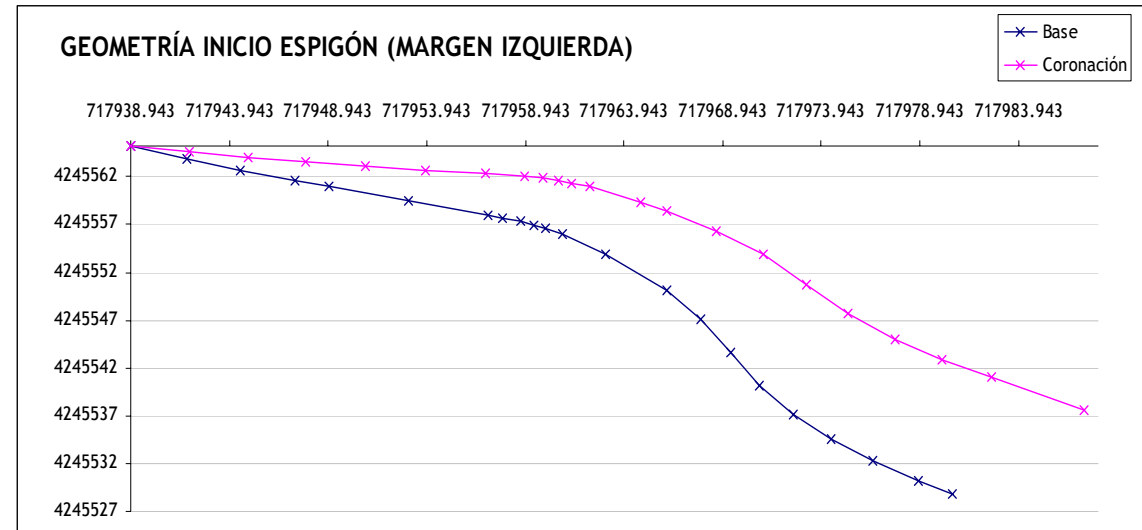


Figura 4. Geometría del inicio del espigón por margen izquierda

	GEOMETRÍA CON EL ESTRIBO INTRODUCIDO EN EL CAUCE						GEOMETRÍA RETRANQUEADA 3 m HACIA EL EXTERIOR					
	BASE			CORONACIÓN			BASE			CORONACIÓN		
	X UTM	Y UTM	Z UTM	X UTM	Y UTM	Z UTM	X UTM	Y UTM	Z UTM	X UTM	Y UTM	Z UTM
Plataforma puentes (cota -2.5)	717938,94	4245565,23	-2,50	717938,94	4245565,23	2,00	717940,47	4245567,81	-2,50	717940,47	4245567,81	2,00
	717941,76	4245563,92	-2,50	717941,92	4245564,66	2,00	717943,87	4245566,11	-2,50	717944,07	4245566,84	2,00
	717944,52	4245562,68	-2,50	717944,88	4245564,03	2,00	717946,55	4245564,72	-2,50	717946,99	4245566,05	2,00
	717947,26	4245561,56	-2,50	717947,80	4245563,52	2,00	717949,22	4245563,44	-2,50	717949,87	4245565,37	2,00
Rampa	717949,01	4245560,92	-2,50	717950,84	4245563,09	2,00	717950,93	4245562,71	-2,50	717952,88	4245564,76	2,00
	717953,03	4245559,46	-3,00	717953,88	4245562,66	2,00	717954,86	4245561,01	-3,00	717955,89	4245564,15	2,00
	717957,08	4245558,00	-3,50	717956,91	4245562,32	2,00	717958,82	4245559,32	-3,50	717958,90	4245563,64	2,00
Plataforma entre espigones (cota -3.5)	717957,80	4245557,73	-3,50	717958,91	4245562,03	2,00	717959,52	4245559,01	-3,50	717960,88	4245563,23	2,00
	717958,68	4245557,35	-3,50	717959,85	4245561,84	2,00	717960,38	4245558,57	-3,50	717961,80	4245562,99	2,00
	717959,39	4245556,95	-3,50	717960,62	4245561,60	2,00	717961,06	4245558,14	-3,50	717962,56	4245562,71	2,00
	717959,98	4245556,59	-3,50	717961,28	4245561,37	2,00	717961,63	4245557,74	-3,50	717963,20	4245562,44	2,00
	717960,82	4245555,98	-3,50	717962,23	4245560,96	2,00	717962,44	4245557,09	-3,50	717964,13	4245561,97	2,00
	717963,02	4245553,90	-3,50	717964,82	4245559,38	2,00	717964,50	4245554,88	-3,50	717966,62	4245560,25	2,00
	717966,09	4245550,16	-3,50	717966,12	4245558,45	2,00	717967,35	4245550,96	-3,50	717967,86	4245559,24	2,00
	717967,86	4245547,16	-3,50	717968,62	4245556,38	2,00	717968,95	4245547,86	-3,50	717970,24	4245557,03	2,00
	717969,34	4245543,62	-3,50	717970,99	4245553,83	2,00	717970,22	4245544,25	-3,50	717972,45	4245554,41	2,00
	717970,79	4245540,22	-3,50	717973,18	4245550,69	2,00	717971,47	4245540,77	-3,50	717974,47	4245551,08	2,00
	717972,51	4245537,15	-3,50	717975,32	4245547,67	2,00	717973,00	4245537,60	-3,50	717976,43	4245547,94	2,00
	717974,43	4245534,52	-3,50	717977,65	4245545,04	2,00	717974,77	4245534,86	-3,50	717978,60	4245545,18	2,00
	717976,54	4245532,27	-3,50	717980,10	4245542,88	2,00	717976,75	4245532,50	-3,50	717980,91	4245542,88	2,00
	717978,85	4245530,16	-3,50	717982,57	4245541,04	2,00	717978,93	4245530,26	-3,50	717983,28	4245540,90	2,00
	717980,57	4245528,83	-3,50	717987,24	4245537,56	2,00	717980,57	4245528,83	-3,50	717987,10	4245537,63	2,00

Tabla 2. Coordenadas UTM de los puntos que definen base y coronación del inicio del espigón por margen izquierda

El inicio del espigón está revestido con un encachado similar al resto de los muros del encauzamiento.

4. MODIFICACIONES COMO CONSECUENCIA DEL ESTUDIO DE ESTRUCTURAS Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Tras presentar la solución teórica definida en los epígrafes anteriores, y una vez comprobada la situación real en obra, así como los procedimientos constructivos y estructuras previstas en el Proyecto Constructivo a raíz de los resultados de la modelización de 2001, se consensúan varias modificaciones con la Dirección de Obra, con la finalidad de definir soluciones óptimas y procedimientos constructivos adaptados a la realidad. A continuación se expone cada una de ellas.

4.1. MODIFICACIÓN DE LA ALINEACIÓN DEL MURO DE NUEVA CONSTRUCCIÓN POR MARGEN DERECHA

Se propone modificar la alineación propuesta para el muro de nueva construcción por margen derecha, con la finalidad de proporcionar espacio suficiente para el paso de los servicios existentes y garantizar unas condiciones de ejecución ajustadas a la realidad del cauce y las edificaciones colindantes.

En lugar de realizar el retranqueo hacia el interior del cauce pivotando en el inicio de dicho muro (PK 0+170.500) y siguiendo un trazado recto hasta el final del mismo, que se introduce 3 metros en la sección del cauce, se propone una alineación intermedia entre ésta y la alineación original según el Proyecto Constructivo de 2009, como queda representado en la Figura 5.

Por último, el tramo final del muro se vuelve a desplazar hacia el exterior del cauce, desde el PK 0+008.50 hasta el final, para adaptarse a la topografía del terreno, y materializar con el mismo muro la transición a la sección existente aguas abajo.



Figura 5. Distintas soluciones analizadas para la alineación del muro de nueva construcción

4.2. MODIFICACIÓN DE LA TRANSICIÓN AGUAS ARRIBA DEL ESTRIBO DEL FFCC POR MARGEN IZQUIERDA

La transición propuesta aguas arriba del estribo del puente del ferrocarril, para evitar que el cambio brusco en la geometría afecte al flujo, supone la ejecución de una pared vertical bajo el tablero del puente de la N-332.

Dada la dificultad de llevar a cabo dicha transición bajo el tablero del puente, por motivos de gálibo disponible para una correcta ejecución, se propone modificar la geometría en planta de la misma, de manera que el cambio de anchos se produzca en el espacio existente entre los tableros de ambos puentes.

Sin embargo, a la vista de los resultados (ver epígrafe 5, Figura 9), esta modificación no es posible porque el incremento local de calados que produce una modificación tan brusca en tan poca longitud, prácticamente agota el resguardo en el vano izquierdo del puente del ferrocarril.

Si que es posible, no obstante, disminuir la longitud hasta 12 m aguas arriba del inicio del estribo, en lugar de los 25 m inicialmente propuestos.

4.3. NECESIDADES DE DRAGADO A COTA -4 ENTRE ESPIGONES

Por último, se propone analizar la necesidad de dragado aguas abajo de la rampa 2, que da acceso a la plataforma de cota -4 msnm.

Se dispone para ello de la batimetría real correspondiente a la zona aguas abajo del actual azud de entrega al mar.

Para analizar la influencia de la zona dragada en el tramo aguas arriba, sobre todo en términos de elevación de la lámina de agua en el paso bajo los puentes de la carretera nacional y del ferrocarril, se realizan distintas simulaciones. En cada una de ellas, se modifica la longitud de cauce que se draga hasta la cota proyectada, así como el talud que une dicha cota con la cota real de la playa sumergida.

Finalmente, como se expone en el epígrafe 5, resulta necesario el dragado de toda la zona entre espigones, pero es posible disminuir la profundidad de dragado hasta la cota -3.5 msnm.

5. ANÁLISIS DE LA SOLUCIÓN FINALMENTE PROPUESTA PARA LA FASE 2

Una vez implementadas en el modelo todas las modificaciones propuestas en esta fase, se analizan los resultados proporcionados por cada una de las simulaciones hidráulicas para el caudal de diseño (912 m³/s), obteniéndose para la solución final el perfil longitudinal que se muestra en la Figura 6, y los perfiles transversales aguas arriba de los tres puentes existentes, recogidos en la Figura 7. Las líneas grises representan las cotas inferiores de los tableros de los puentes.

También se incluye la sección transversal correspondiente al PK 0+140.00, donde está proyectada la construcción de una pasarela peatonal.

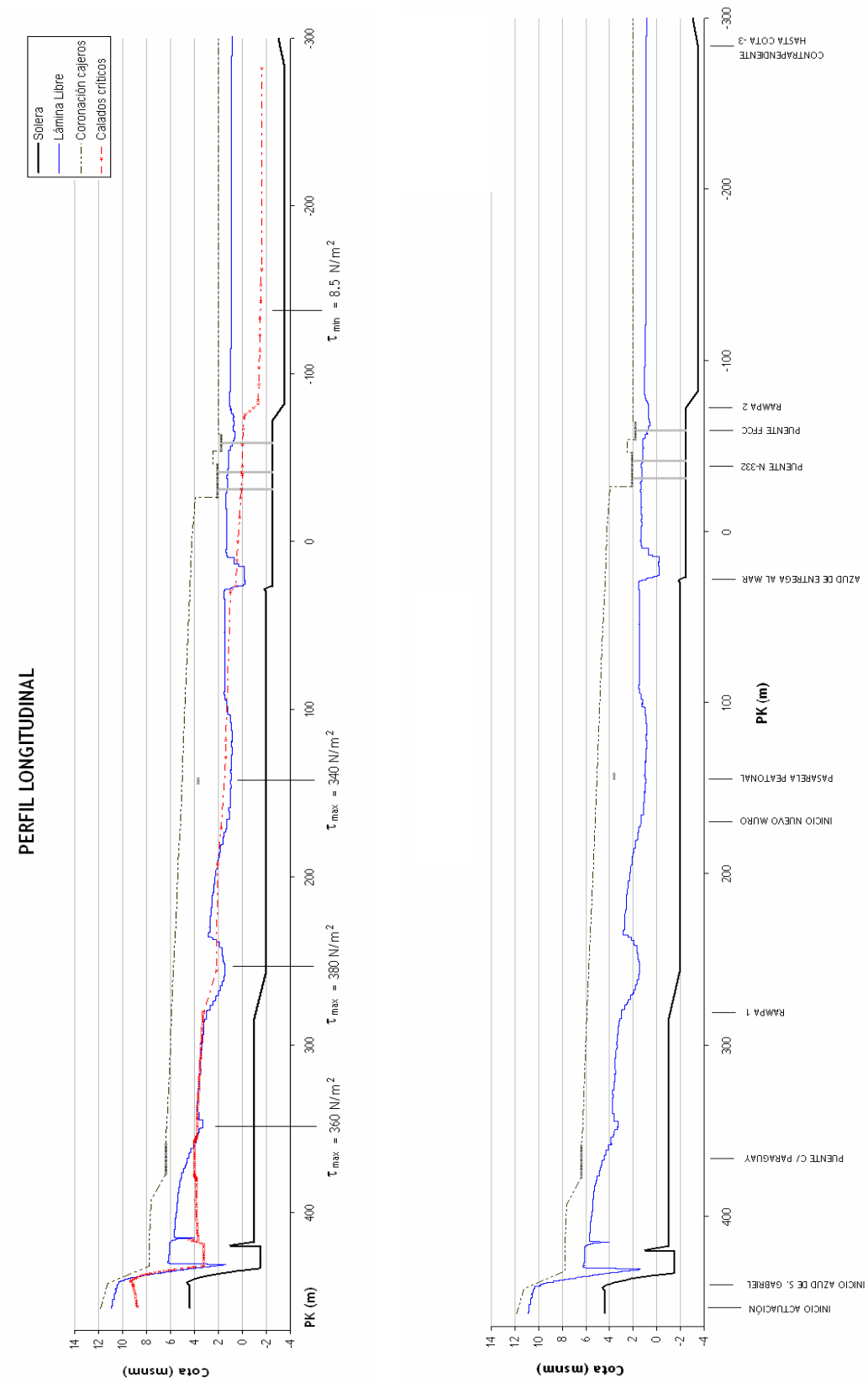
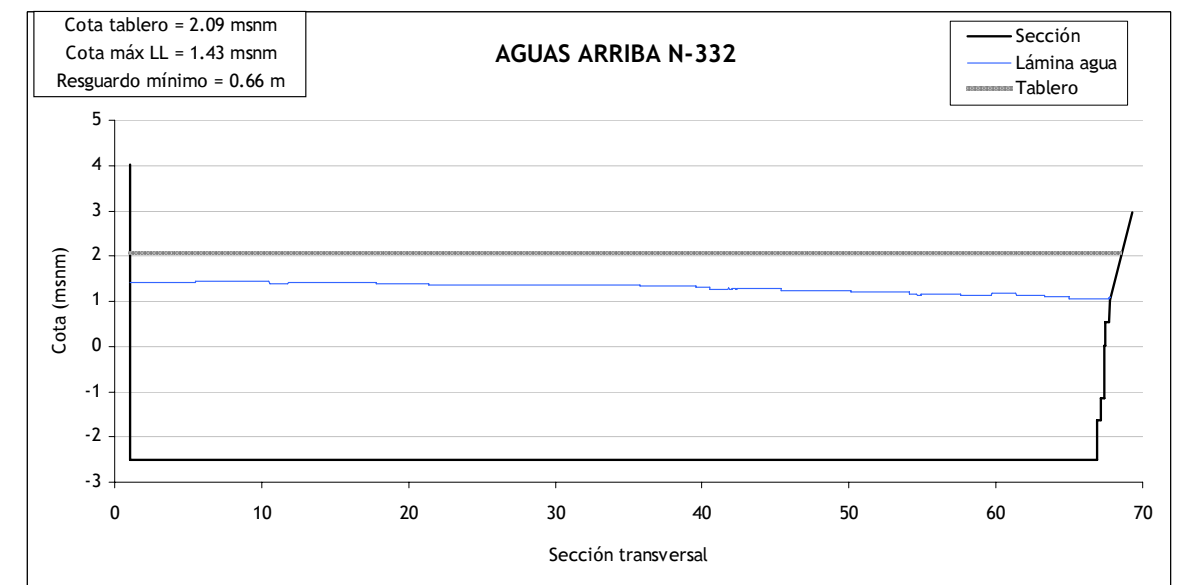
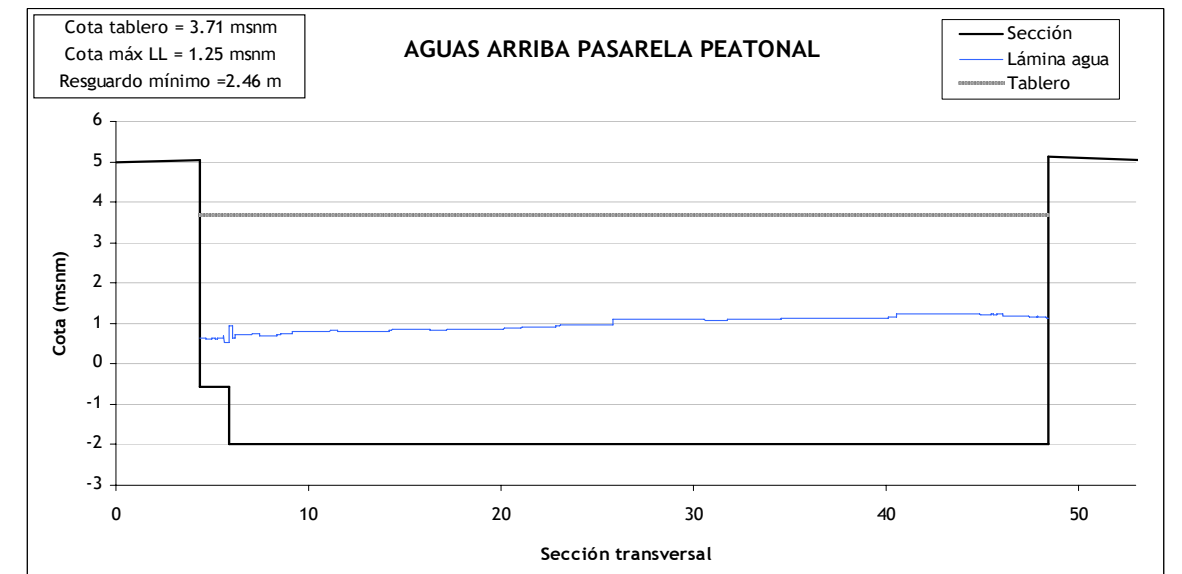
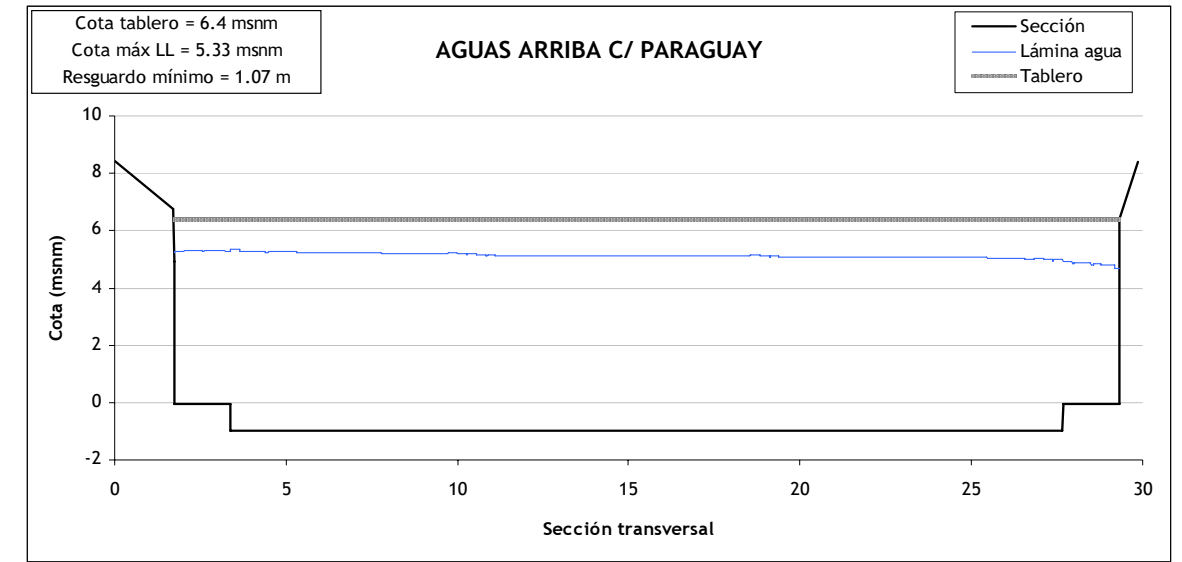


Figura 6. Perfil longitudinal de la solución propuesta



	Cota máxima lámina de agua (msnm)	Cota tablero (msnm)	Resguardo mínimo (m)	Resguardo modelo físico (msnm)
C/ Paraguay	5.39	6.4	1.01	0.9
Pasarela	1.25	3.71	2.46	-
N-332	1.43	2.09	0.66	0.965
FFCC	1.25	1.8	0.55	0.825

Tabla 3. Resguardos mínimos bajo los puentes

En definitiva, es posible el recibado de toda la escollera proyectada para el tramo de encauzamiento analizado, desde el inicio de la rampa 1 en el PK 0+281.910 hasta la plataforma bajo los puentes, aunque en esta plataforma no sea necesario.

Como se observa en la sección transversal correspondiente al puente de la carretera nacional, la lámina en margen izquierda tiene una cota superior por el efecto que produce la introducción del estribo del ferrocarril en el cauce, pero gracias a la transición diseñada ninguno de los vanos del puente entra en carga. Además, la geometría propuesta para el inicio del espigón por margen izquierda también ayuda a solucionar los problemas de desagüe que existían en los vanos de esta margen.

En cuanto a las modificaciones propuestas por la Asistencia Técnica y la Dirección de Obra, en primer lugar se analiza la modificación de la alineación del muro de nueva construcción por margen derecha.

El perfil longitudinal para la nueva alineación es similar al obtenido con la geometría anterior. En el tramo donde el cauce se ensancha de manera más brusca, la nueva alineación consigue una reducción de la longitud de cauce donde el caudal discurre en régimen rápido. Por contra, aguas abajo del azud de entrega al mar se produce un ligero desplazamiento del resalto hidráulico hacia aguas abajo, del orden de unos 5 metros.

La lámina de agua bajo los puentes no se ve modificada, de manera que se mantiene un resguardo mínimo bajo los mismos ligeramente superior al medio metro, de manera que se considera la nueva alineación del muro adecuada, desde el punto de vista del comportamiento hidráulico para el caudal de diseño.

Respecto de la transición aguas arriba del estribo del ferrocarril por margen izquierda, como se puede observar en la sección transversal representada en la Figura 9, si se reduce la longitud de la misma al espacio existente entre los dos puentes, que es de poco más de 6 metros, la transición no es lo suficientemente gradual. La alteración al flujo es tal que se prácticamente agota el resguardo en el vano izquierdo del puente.

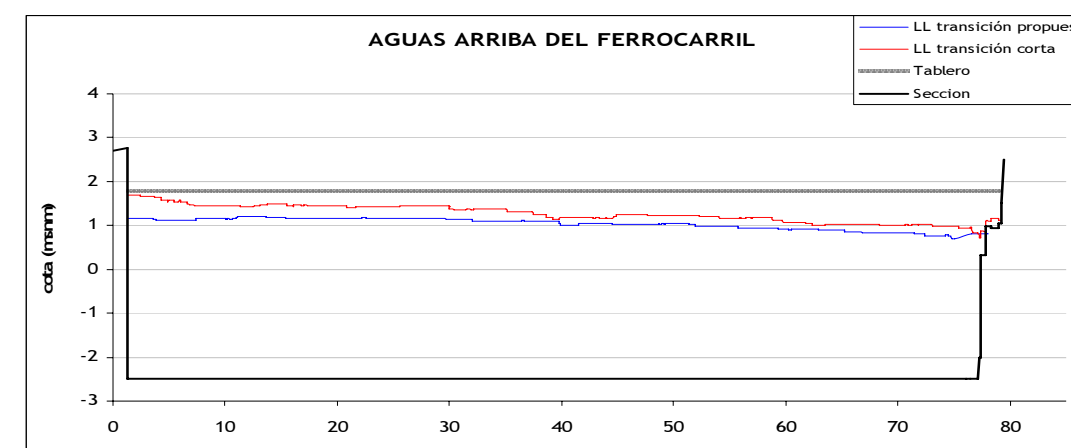


Figura 9. Sección transversal aguas arriba del FFCC. Lámina de agua con la transición propuesta (azul) y la modificada (rojo)

Sin embargo, dado que el estribo del ferrocarril se introduce unos 3 metros en el cauce, si que es posible reducir la longitud de la transición hasta unos 12 metros (a razón de 4:1), de manera que el tramo de pared vertical a ejecutar bajo el tablero del puente de la N-332 sería menor.

Para esta longitud de 12 metros de transición, los resguardos bajo los puentes se mantienen en torno a los obtenidos anteriormente.

Por último, de las numerosas simulaciones realizadas implementando parte de la batimetría real de la zona final del encauzamiento, se desprende que es necesario el dragado de toda la plataforma entre espigones hasta el PK -282.00, coincidente con el final de la actuación en el proyecto constructivo.

En las secciones transversales de la Figura 10 están representadas las láminas de agua bajo los puentes de la nacional y del ferrocarril, para tres soluciones distintas en cuanto al dragado de la plataforma en la desembocadura:

- Batimetría 1. Se realiza el dragado a cota -4 hasta el PK -230 (a 150 m del fin de la rampa 2). Al final de la plataforma se enlaza con la playa sumergida real con una rampa de talud 1:10, realizándose el encuentro a la cota -2.
- Batimetría 2. Se realiza el dragado a cota -4 hasta el PK -282 (a 200 m del fin de la rampa 2). Al final de la plataforma se enlaza con la playa sumergida real con una rampa de talud 1:10, realizándose el encuentro a la cota -2.5.
- Batimetría 3. Se realiza el dragado a cota -4 hasta el PK -282 (a 200 m del fin de la rampa 2). Al final de la plataforma se enlaza con la playa sumergida real mediante una contrapendiente de distancia suficiente para conectar con la cota -3 (aproximadamente en el PK -300).

Los resguardos obtenidos con cada una de las soluciones se recogen en la Tabla 4. Como se puede observar, la cota de la lámina de agua aumenta considerablemente al disminuir la longitud de dragado, en incluso dragando toda la zona entre espigones, al implementar la playa sumergida, aparece un escalón de 1.5 m que reduce el resguardo bajo el puente del FFCC a escasos 25 cm, muy por debajo de los mínimos aconsejados.

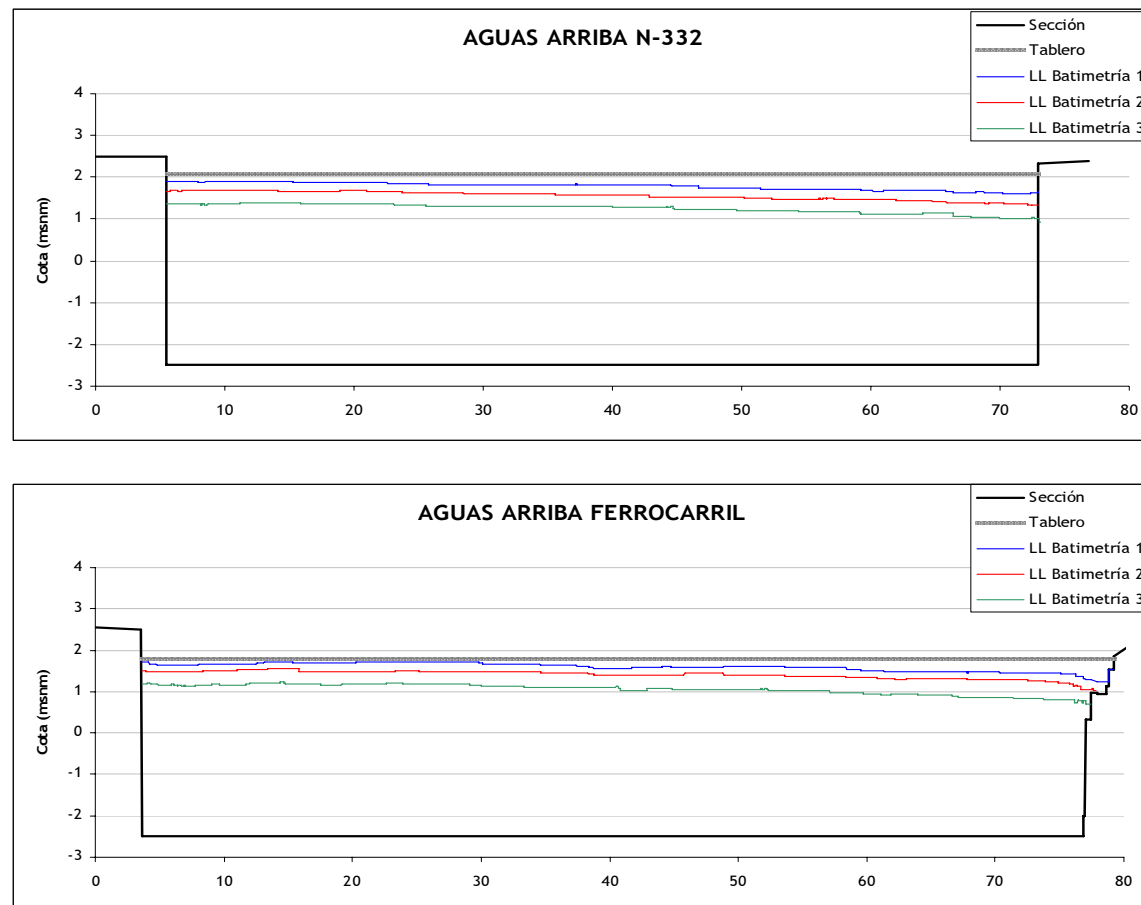


Figura 10. Perfiles transversales bajo el puente de la N-332 y del FFCC para distintas soluciones de dragado entre espigones

		Cota máxima lámina agua (msnm)	Cota tablero (msnm)	Resguardo mínimo (m)
N-332	Batimetría 1	1.91	2.09	0.18
	Batimetría 2	1.69		0.4
	Batimetría 3	1.4		0.69
FFCC	Batimetría 1	1.72	1.8	0.08
	Batimetría 2	1.56		0.24
	Batimetría 3	1.23		0.57

Tabla 4. Resguardos obtenidos en el puente de la N-332 y del FFCC para distintas soluciones de dragado entre espigones

Por último, pese a que es necesario dragar toda la zona de actuación, se considera la posibilidad de rebajar la profundidad de la plataforma, y se realiza una simulación implementando ésta a la cota -3.5 msnm, en lugar de a -4.

El comportamiento hidráulico en esta última simulación es análogo al correspondiente a la cota -4, y los resguardos en los puentes permanecen por encima del medio metro (0.66 m y 0.55 para los puentes de la N-332 y del FFCC, respectivamente), luego se considera perfectamente válido disminuir 0.5 m la profundidad de excavación de la plataforma entre espigones.

La plataforma entre espigones se ha de dragar a la cota -3.5 msnm, y esta cota se ha de mantener hasta el PK -282.00, que constituye el fin del tramo de actuación contemplado en el Proyecto Constructivo, y a partir de dicho punto se enlaza con la batimetría real de la playa sumergida mediante una contrapendiente que ha de prolongarse, como mínimo, hasta que se alcance la cota -3 m (aproximadamente en el PK -300). En las Figuras 11 y 12 se representan los perfiles transversales correspondientes a esta solución, juntos con los resguardos finalmente obtenidos, recogidos en la Tabla 5.

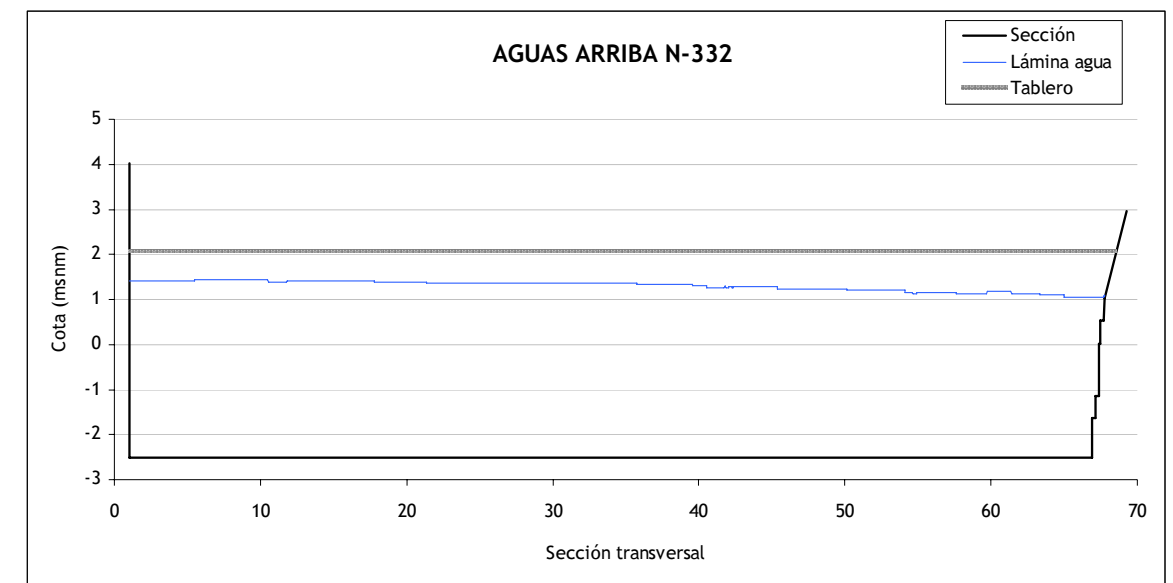


Figura 11. Sección transversal aguas arriba del puente de la N-332

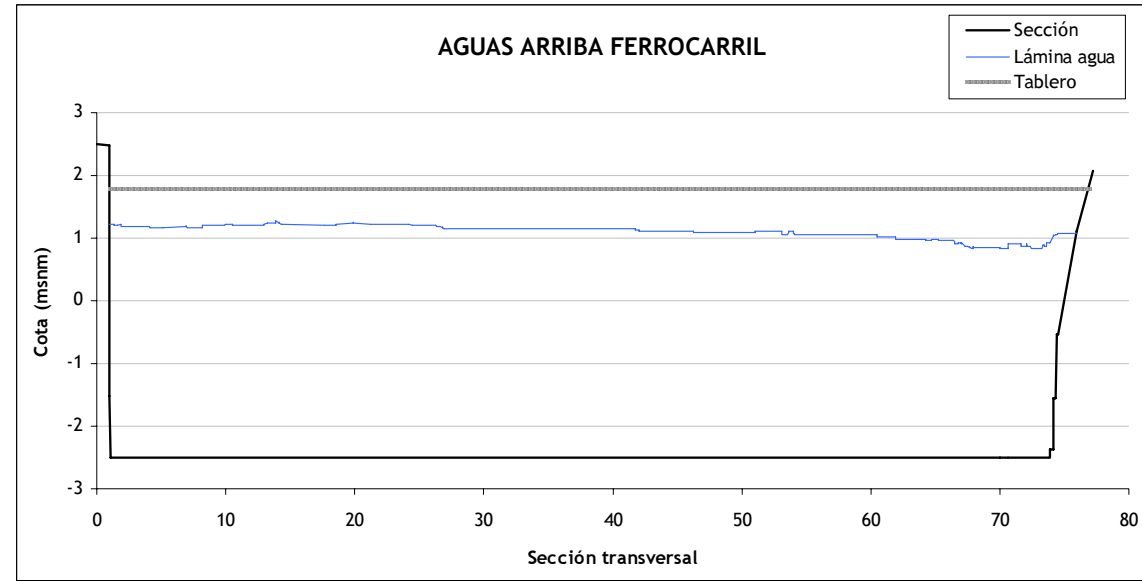


Figura 12. Sección transversal aguas arriba del puente del FFCC

	Cota máxima lámina agua (msnm)	Cota tablero (msnm)	Resguardo mínimo (m)
N-332	1.43	2.09	0.66
FFCC	1.25	1.8	0.55

Tabla 5. Resguardos obtenidos con la solución definitiva

6. DEFINICIÓN GLOBAL DE LA SOLUCIÓN FINALMENTE PROPUESTA

Las modificaciones realizadas en el tramo del encauzamiento del Barranco de las Ovejas, desde 15 metros aguas arriba del Azud de San Gabriel hasta la desembocadura, tanto en la Fase 1 como en la Fase 2 del presente estudio, que proporcionan el perfil longitudinal representado en el Plano 1, se resumen a continuación.

- Sustitución de la escollera vertida proyectada por escollera recibada o por la escollera existente en el cauce, según se indica en la Tabla 6.

	Escollera proyectada	Escollera propuesta
PK 0+456.80 a PK 0+442.00 Aproximación azud S.G.	Escollera vertida $d_{50} = 0.90$ m	Escollera recibada $d_{50} = 0.40$ m
PK 0+415.63 a PK 0+392.63	Escollera vertida $d_{50} = 1.50$ m	Escollera recibada $d_{50} = 1.20$ m
PK 0+392.63 a PK 0+369.63	Escollera vertida $d_{50} = 0.90$ m	
PK 0+369.63 a PK 0+343.00	Escollera vertida $d_{50} = 0.80$ m	
PK 0+343.00 a PK 0+280.4	Escollera vertida $d_{50} = 0.80$ m	Escollera recibada $d_{50} = 1.40$ m
PK 0+280.40 a PK 0+255.41 Rampa 1	Escollera vertida $d_{50} = 0.90$ m	Escollera recibada $d_{50} = 1$ m
PK 0+255.41 a PK 0+192	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m	
PK 0+192 a PK 0+118.50	Escollera vertida $d_{50} = 0.80$ m	
PK 0+118.50 a PK 0+011.27 (excepto azud de entrega al mar)	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m	Mantener escollera existente en el cauce, con $d_{50} = 0.80/0.90$ m, suelta y careada
PK 0+011.27 a PK 0-081.00 Plataforma debajo de los puentes	Escollera vertida $d_{50} = 0.40$ m	
PK 0-081 a PK 0-088.5 Rampa 2	Escollera vertida $d_{50} = 0.60$ m	

Tabla 6. Modificaciones propuestas en la tipología y tamaño de escollera

- Eliminación de los rellenos de hormigón en masa en la zona del cuenco, dejando únicamente las zapatas vistas de los muros cajeros.
- Rampas con contrapendiente de la cota -1 hasta la cota superior de las zapatas de los muros (-0.05) entre el PK 0+415.63 y el PK 0+392.63.
- Disminución del espesor de las pantallas de protección de espesor 1 m a 0.60 m, en los muros cajeros por margen izquierda aguas arriba de la C/ Paraguay.
- Estrechamiento del tramo situado debajo del puente de la C/ Paraguay (1 m por cada margen).
- Encachado de la parte superior de las zapatas de los muros que quedan visibles en todo el tramo analizado del encauzamiento (con una altura de rugosidad de 14 cm).
- Regularización de las transiciones entre las distintas tipologías de muros y sus zapatas correspondientes, a razón de 4 metros de longitud de transición por cada metro de diferencia en anchos. Dichas transiciones se dan en:
 - PK 0+392.63. Cambio muro E1 a E2 por margen derecha
 - PK 0+382.63 y PK 0+356.63. Entrada y salida del estrechamiento bajo el puente de la C/ Paraguay
 - PK 0+238.70. Cambio muro E2 a E3
 - PK 0+170.50. Fin muro E3 por margen derecha.
- Recrecido de los muros cajeros aguas arriba del azud de San Gabriel, de manera que exista un resguardo de al menos un metro, respecto de la cota de la lámina de agua para el caudal de diseño.
- Modificación de la alineación del muro de nueva construcción por margen derecha, según la geometría que se define en el **Plano 2**, consensuada con la Dirección de Obra.
- Regularización del cambio de anchos producido por el estribo del FFCC en margen izquierda mediante una transición con pared vertical que comienza, como mínimo, 12 m aguas arriba del inicio del estribo.
- Dragado de la zona existente entre espigones a la cota de -3.5 msnm, al menos hasta el PK -282.00, y pendiente adversa hasta enlazar con el terreno real cuando éste alcanza la cota -3 msnm, aproximadamente en el PK -300.00.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El funcionamiento hidráulico del tramo final del encauzamiento del Barranco de las Ovejas, desde el Azud de San Gabriel hasta la desembocadura, con las modificaciones propuestas en las fases 1 y 2 del presente estudio, es análogo al obtenido con la solución estudiada sobre modelo físico en la UPV, reflejada en su informe de 2001.

Como se puede observar en el perfil longitudinal, el régimen es generalmente lento, con pocos tramos en régimen rápido que están correctamente acotados, y que se desarrollan sobre superficies que son capaces de resistir las tensiones tangenciales que se generan.

La solución propuesta desplaza ligeramente hacia aguas abajo el resalto hidráulico del azud de entrega al mar, por lo que se aumenta el tramo protegido con escollera recebada, de 1 m de diámetro, aguas abajo de dicho azud. La longitud total protegida ha de ser como mínimo de 15 m contados desde el pie del azud.

La sustitución de escollera vertida por recebada en la mayor parte del tramo de actuación, disminuye las profundidades de excavación necesarias en gran medida, llegando en algunos casos a reducirse en un 75%.

Los resguardos obtenidos en las tres estructuras originales, así como en la pasarela peatonal proyectada, son superiores en todo caso al medio metro, de manera que se consideran aceptables y suficientes.

El correcto funcionamiento hidráulico del encauzamiento está condicionado al mantenimiento de la plataforma entre espigones a la cota de -3.5 msnm.

Es evidente que en sucesivas avenidas de menor entidad que la correspondiente al caudal de diseño, el material arrastrado por el flujo irá depositándose en esta plataforma, aumentando la cota de la misma. Es por ello que se precisarán labores de mantenimiento para asegurar la cota proyectada.

No obstante, si se diera el caso de que pasara la avenida de diseño y la cota de la plataforma no fuera estrictamente la necesaria, de un análisis hidráulico-sedimentológico realizado para el caudal de 912 m³/s se desprende que el flujo tendría la suficiente energía como para arrastrar el material depositado¹.

¹ El material depositado considerado a efectos de este estudio es material granular, con un tamaño medio representativo igual a 0.005 m, correspondiente a las fracciones más gruesas del material existente en la zona entre espigones, según los ensayos granulométricos proporcionados.

Su tensión crítica de inicio del movimiento es de $\tau_c = 3.92 \text{ N/m}^2$, inferior a las tensiones desarrolladas por el flujo, del orden de $\tau = 8.5 \text{ N/m}^2$

Sin embargo, el dragado inicial hasta alcanzar la cota proyectada (-3.5 msnm) es imprescindible, ya que, en el caso del paso del caudal de diseño, el volumen de material existente actualmente por encima de la cota proyectada es tal que, muy probablemente, gran parte del mismo quedaría acumulado en los metros siguientes al fin de la actuación (más aún teniendo en cuenta el efecto de cierre del espigón izquierdo). Además, el escalón que dicho material produciría repercutiría de manera muy negativa en el funcionamiento hidráulico aguas arriba, sobre todo en la zona de los puentes. Como se ha indicado en el presente informe, una contrapendiente de 1.5 m de desnivel al final del tramo de actuación agota prácticamente los resguardos bajo los puentes. Por tanto, no es posible asegurar, sin el correspondiente ensayo sobre modelo físico, el correcto funcionamiento hidráulico expuesto en el presente informe para caudales iguales o inferiores al de diseño si la cota de la plataforma entre espigones no es de -3.5 msnm.

En Valencia, a 29 de febrero de 2012



Fco. José Vallés Morán
Profesor del Departamento de
Ingeniería Hidráulica y MA, UPV.
Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos.



Ignacio Andrés Doménech
Profesor del Departamento de
Ingeniería Hidráulica y MA, UPV.
Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos.



Beatriz Nacher Rodríguez
Becaria de Especialización IIAMA,
UPV.
Ingeniera de Caminos, Canales y
Puertos.

APÉNDICE 1

MODELO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL. GUAD 2D

1. SOFTWARE EMPLEADO PARA LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA 2D

El software utilizado para llevar a cabo la simulación hidráulica en dos dimensiones es GUAD 2D, un modelo bidimensional de simulación diseñado para el análisis de ondas de avenida provocadas por la lluvia o por la destrucción gradual o espontánea de presas y muros de contención de grandes depósitos de agua. Está desarrollado por el grupo *INCLAM, Ingeniería del Agua*.

El movimiento del flujo en Guad 2D está gobernado por las leyes básicas de conservación de masa y momento bajo la hipótesis de aguas someras, lo que implica que éstas se promedien en profundidad asumiendo una distribución hidrostática de presiones en la vertical. La formulación resultante está constituida por un conjunto de ecuaciones hiperbólicas no lineales en dos dimensiones, que se resuelven numéricamente mediante el método de volúmenes finitos aplicados a cada una de las celdas del modelo.

GUAD 2D consta de 3 módulos diferentes: GUADCreator, que prepara el fichero de entrada para el cálculo numérico; GUADGui, que resuelve las ecuaciones mediante algoritmos numéricos de volúmenes finitos, permitiendo así obtener resultados reales en regímenes estacionarios supercríticos, subcríticos o mixtos; y GUADView, que posibilita la visualización de los resultados en forma gráfica y su exportación a otros formatos. Las versiones utilizadas de cada módulo son la 1.1.1, v1.2.0 y 1.8.15 (2011), respectivamente.

2. PARÁMETROS Y DATOS DE ENTRADA DEL MODELO

Los datos de entrada y parámetros de cálculo proporcionados al modelo son los que se describen a continuación.

2.1. TERRENO

La geometría del encauzamiento se introduce en GUAD 2D mediante un MDT elaborado a partir de la topografía en formato AutoCAD, sobre la que se realizan las modificaciones propuestas a lo largo del estudio.

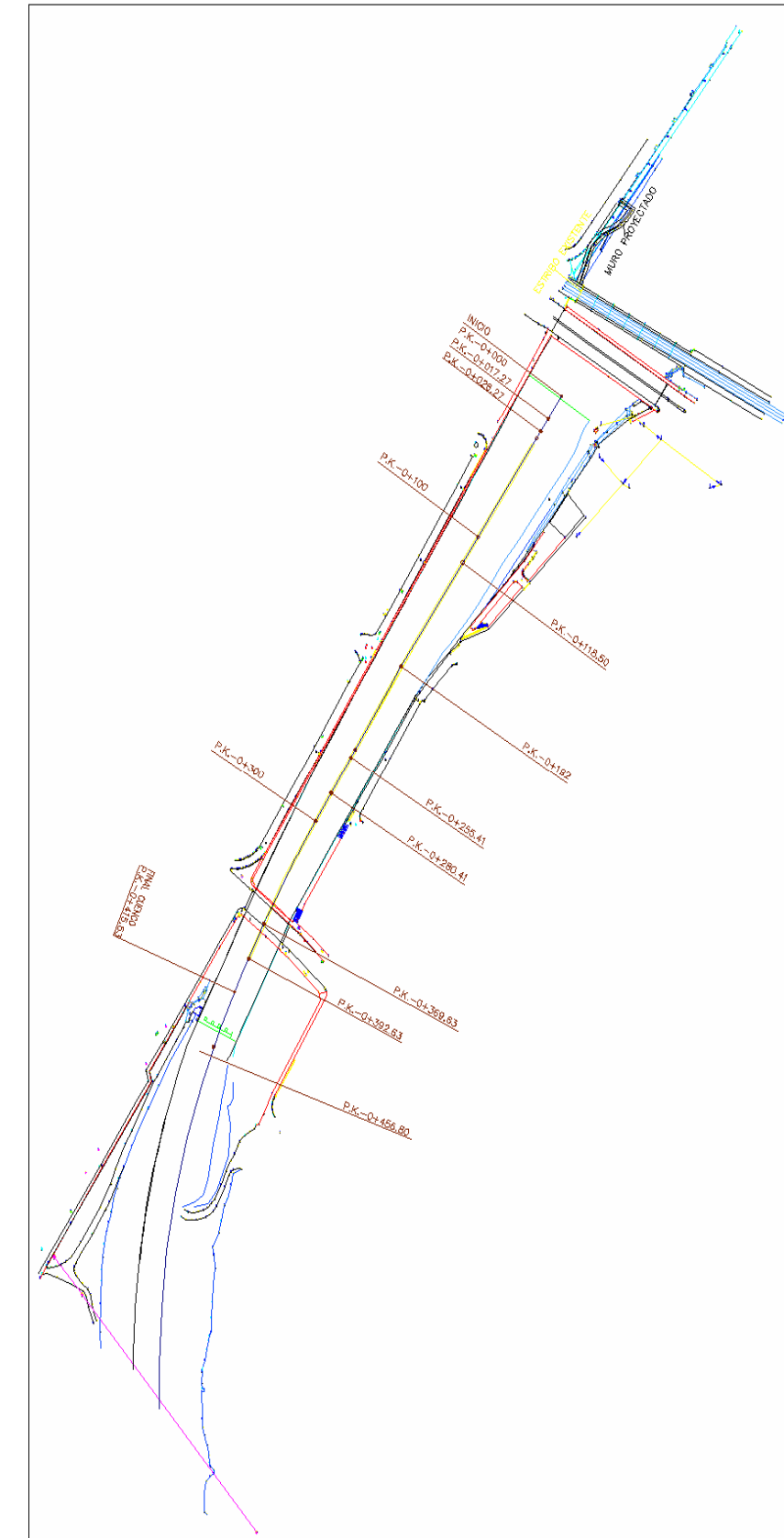


Figura 13. Topografía actual del encauzamiento proporcionada por UTE Barranco de las Ovejas

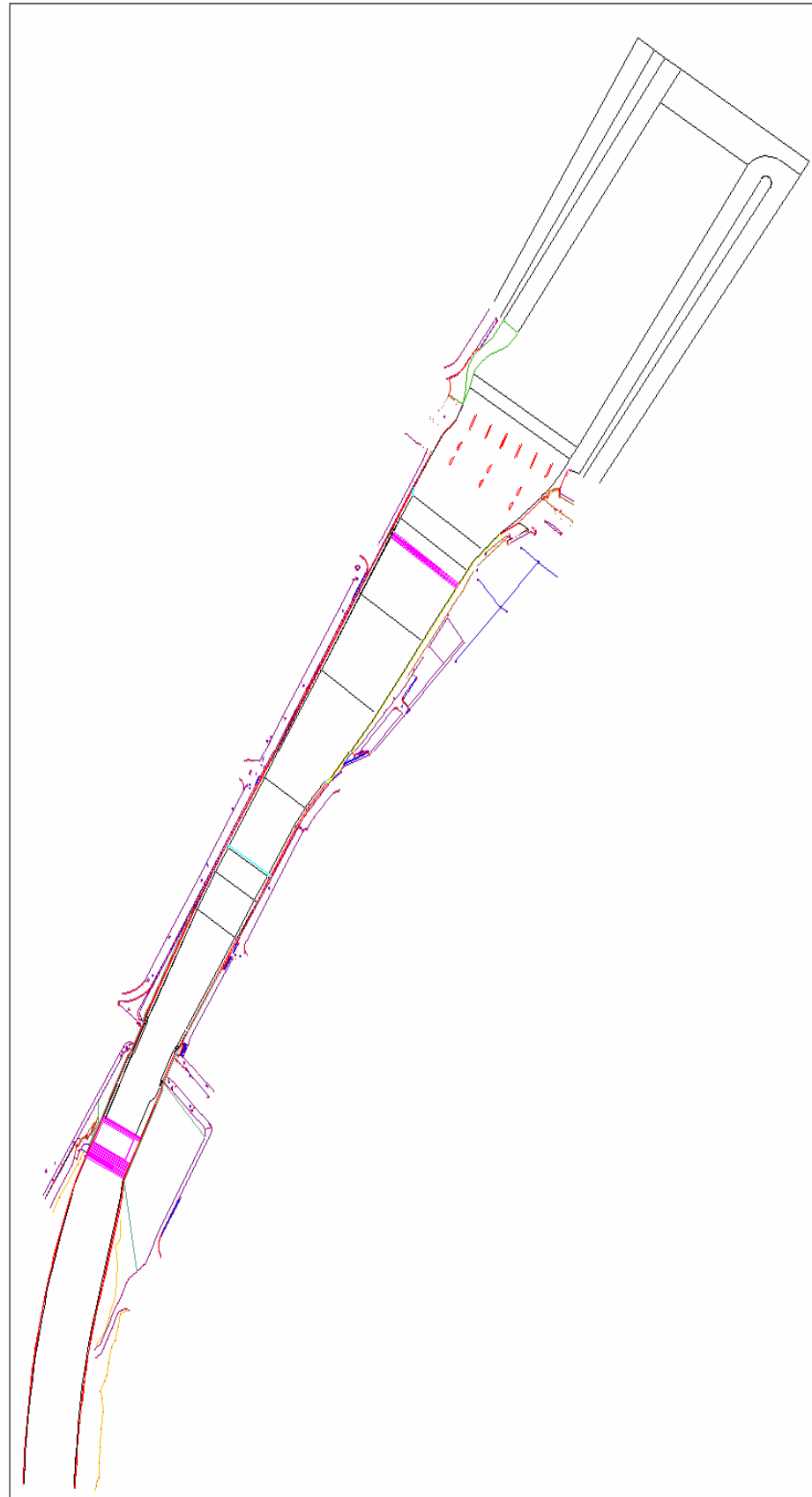


Figura 14. Topografía preparada para el MDT de la solución definitiva

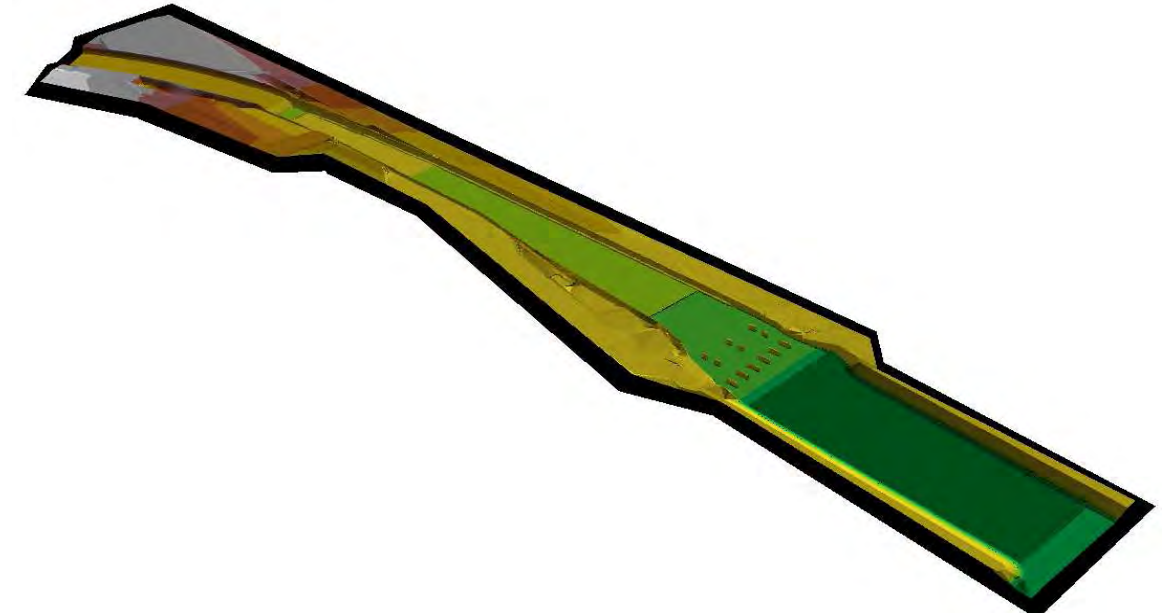


Figura 15. MDT de la solución definitiva para el encauzamiento

El MDT se convierte en un archivo tipo GRID, donde la precisión o tamaño de celda adoptado es de 0.25 m, siendo las celdas cuadradas. Dicho valor es suficiente para la correcta representación de todos los elementos del encauzamiento, sin incurrir en tiempos de cálculo excesivos.

2.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD

Los coeficientes de rugosidad adoptados para cada una de las zonas y elementos del modelo son los asociados a los tamaños de piedra o alturas de rugosidad correspondientes, teniendo en cuenta el tipo de revestimiento (encachado, escollera vertida/recebada), el tipo de material (granulometría de la zona entre espigones) y una calibración específica para el caso del azud de San Gabriel.

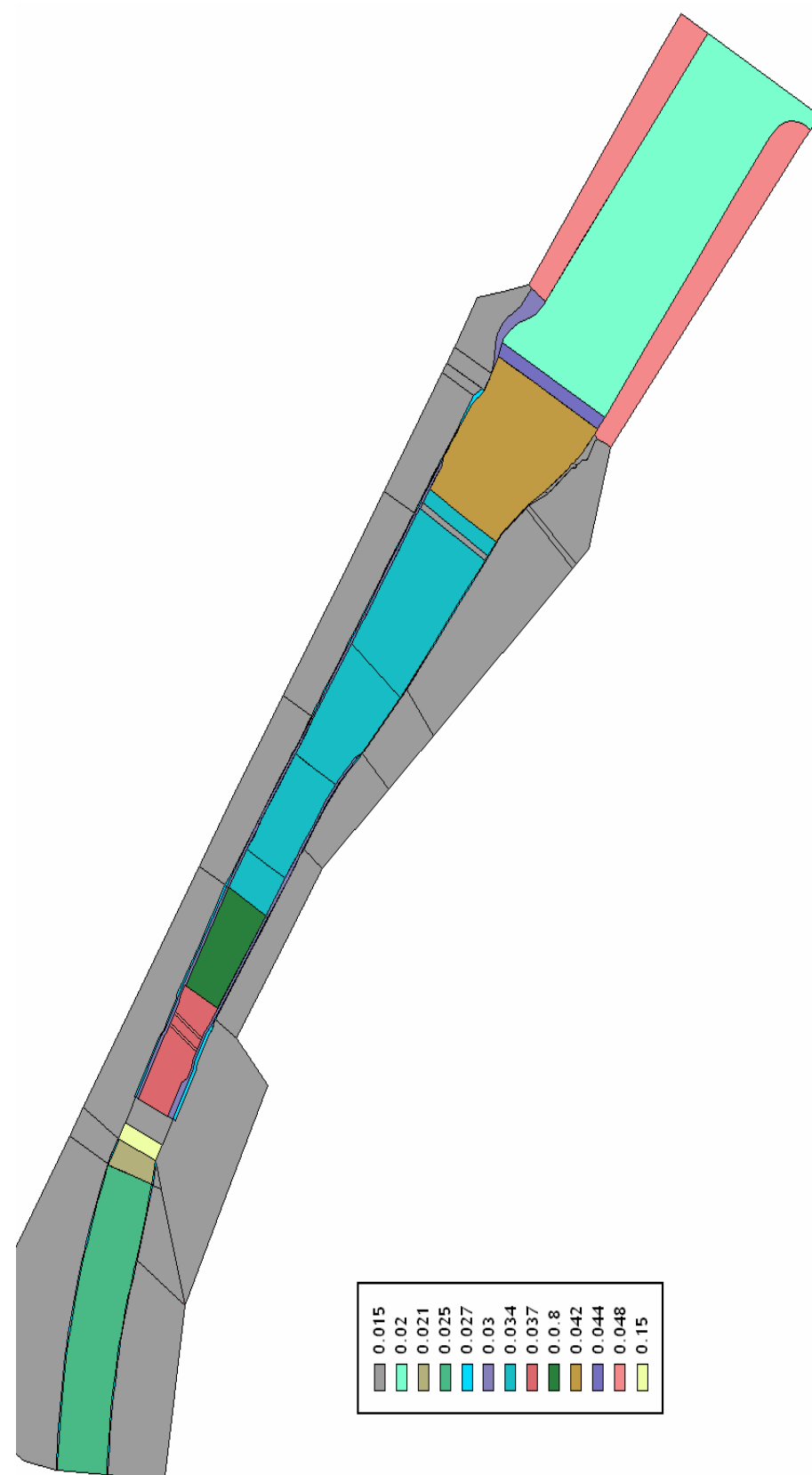


Figura 16. Coeficientes de rugosidad adoptados para la simulación 2D

2.3. CONDICIONES DE CONTORNO DEL FLUJO Y CONDICIÓN INICIAL

El caudal simulado, de $912 \text{ m}^3/\text{s}$, es el asociado a un periodo de retorno de 200 años.

La condición de contorno de entrada se establece en la sección extrema de aguas arriba, situada a 185 m del inicio del azud de San Gabriel, y está constituida por un hidrograma que parte de $0 \text{ m}^3/\text{s}$ y alcanza el caudal de diseño en media hora. A partir de dicho momento, se mantiene un caudal de entrada constante durante un tiempo total de 3 horas y media de simulación, tiempo suficiente para que se alcance el régimen permanente en toda la zona de estudio.

La condición de contorno de salida se establece en la sección extrema de aguas abajo, y se corresponde con una cota de la lámina de agua de 0.8 m, correspondiente al nivel del mar adoptado. También se realizan simulaciones con un nivel de hasta 1.2 m, en el que se confirma que el encauzamiento diseñado sigue funcionando correctamente.

Dado que el modelo es bidimensional, también se precisa una condición inicial, que en este caso está constituida por una lámina de agua de cota 0.8 m en toda la zona simulada.

2.4. PARÁMETROS DE CÁLCULO

El cálculo hidráulico se realiza sobre una malla irregular de triángulos rectángulos, calculada por el propio programa con los siguientes criterios:

- Lado máximo del triángulo: 5 m
- Error en cota máximo (diferencia entre la malla de cálculo y el terreno): 0.10 m

La malla de cálculo creada consta de un total de 230305 elementos. El tiempo de cálculo aproximado es de 48 horas.

3. RESULTADOS

GUAD 2D proporciona resultados en todas las celdas de la malla de cálculo, generando matrices de calados, velocidades y cotas de la lámina de agua, a partir de los cuales es posible calcular otras variables de interés, como por ejemplo las tensiones tangenciales desarrolladas.

Los resultados numéricos completos de calados, velocidades y cota de la lámina de agua en cada una de las celdas de la malla de cálculo se pueden consultar en el CD adjunto.

Los principales resultados gráficos se muestran a continuación.

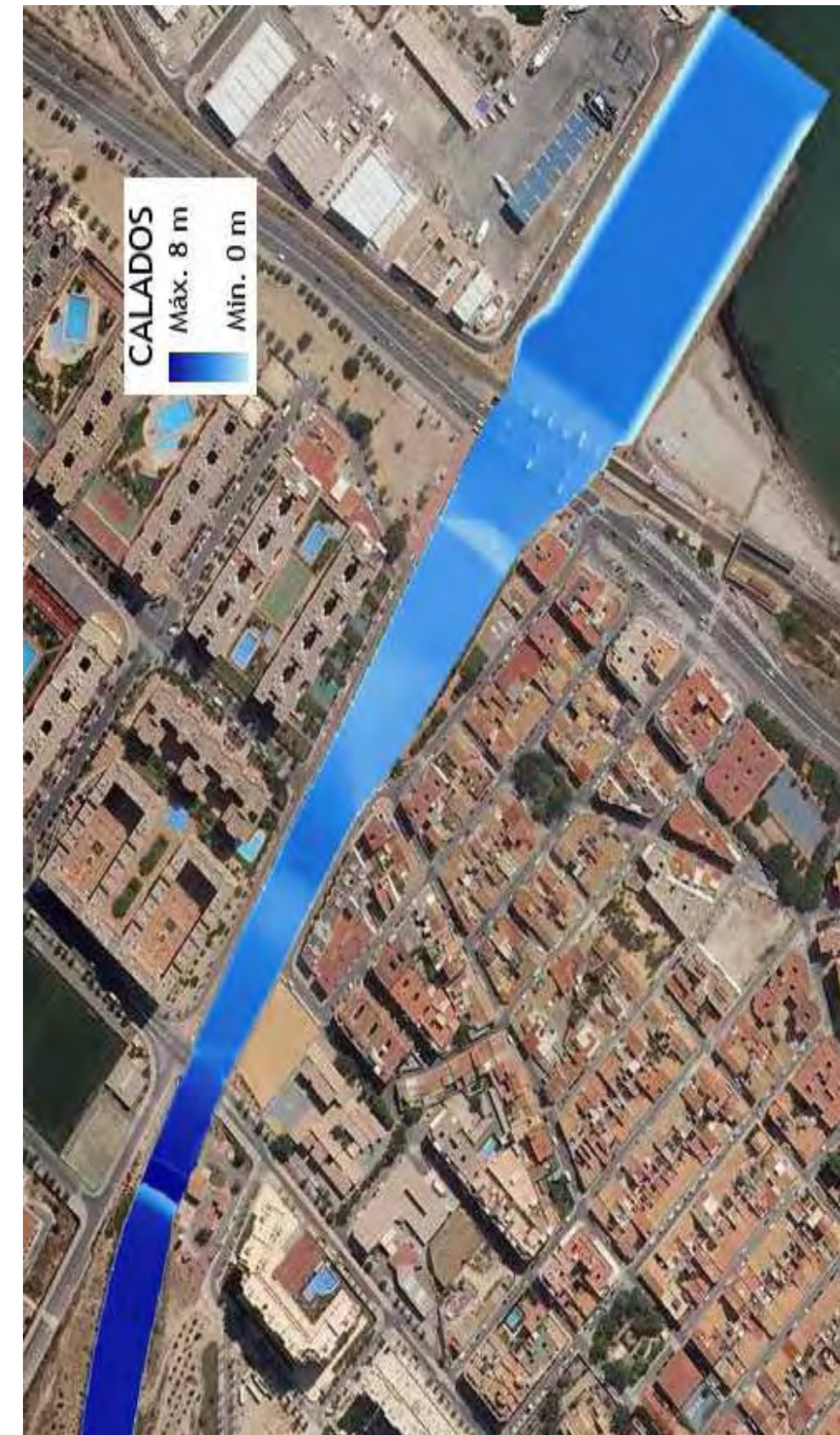
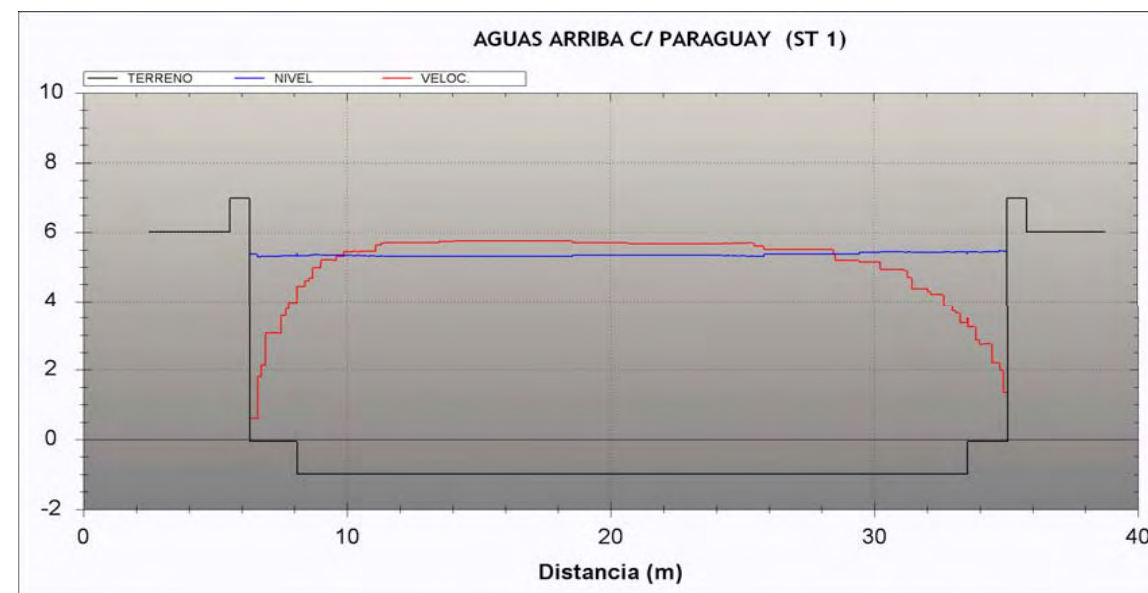
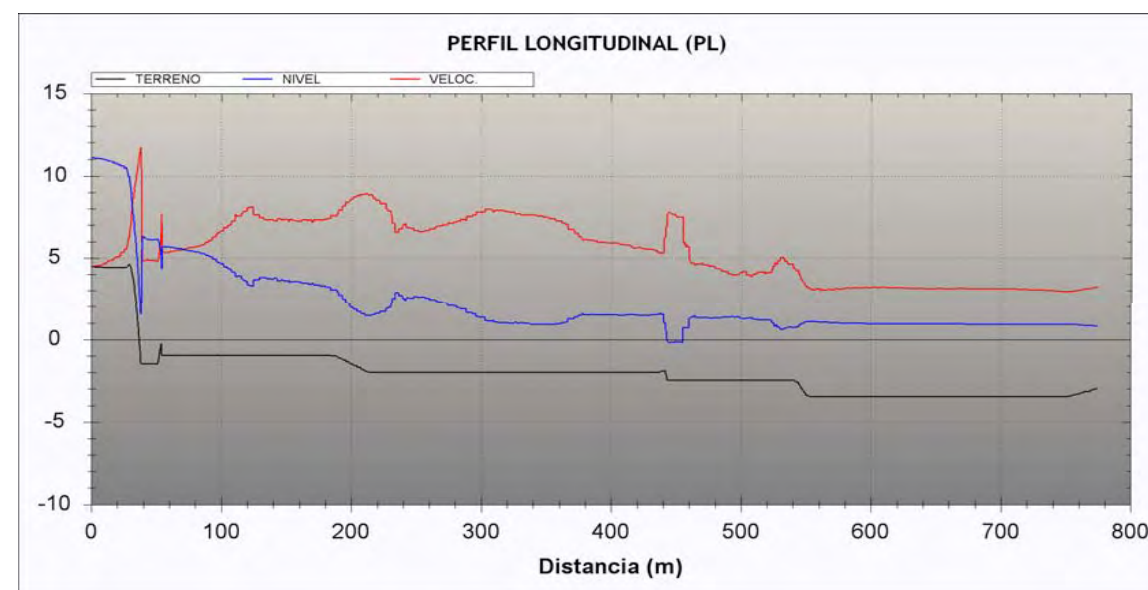
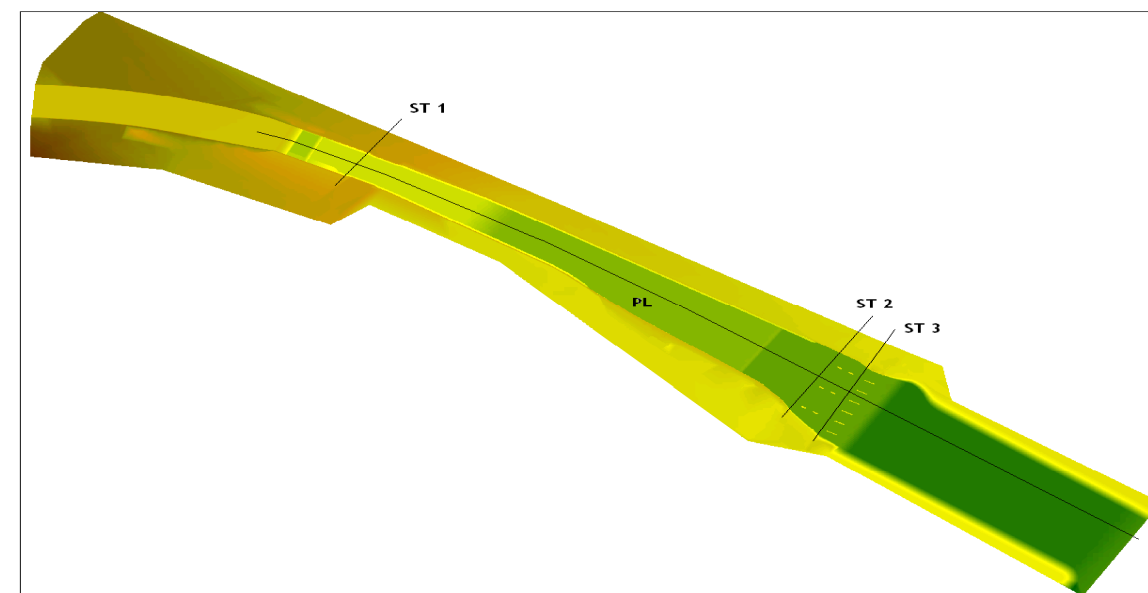


Figura 17. Calados obtenidos en la zona de estudio con GUAD 2D



Figura 18. Velocidades obtenidas en la zona de estudio con GUAD 2D



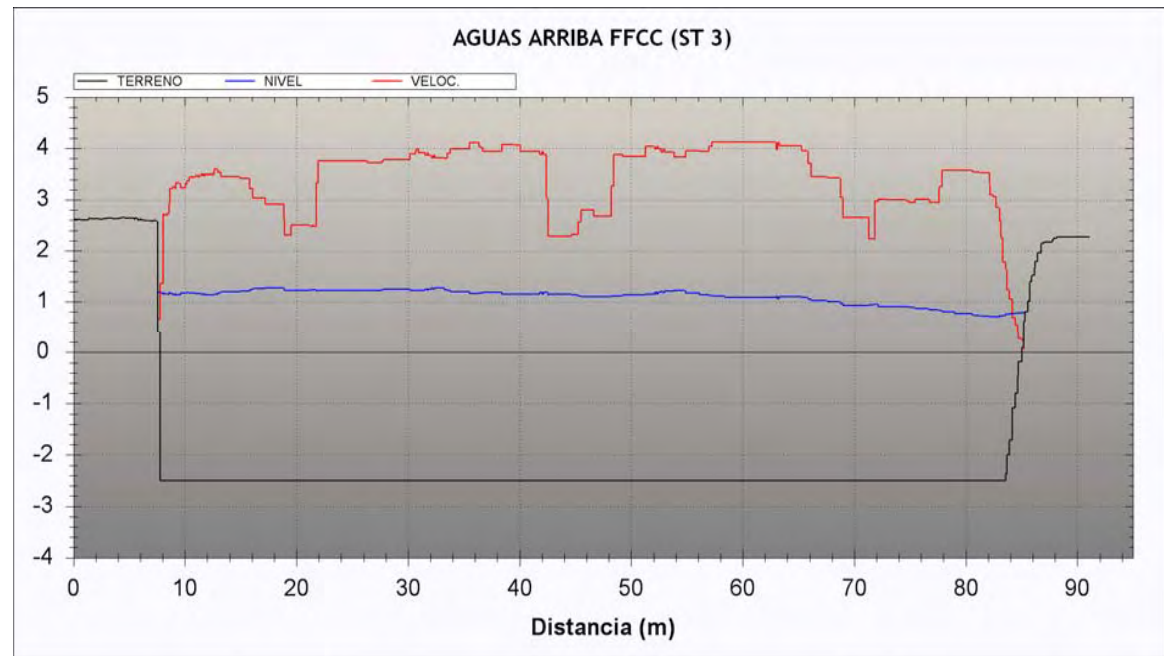
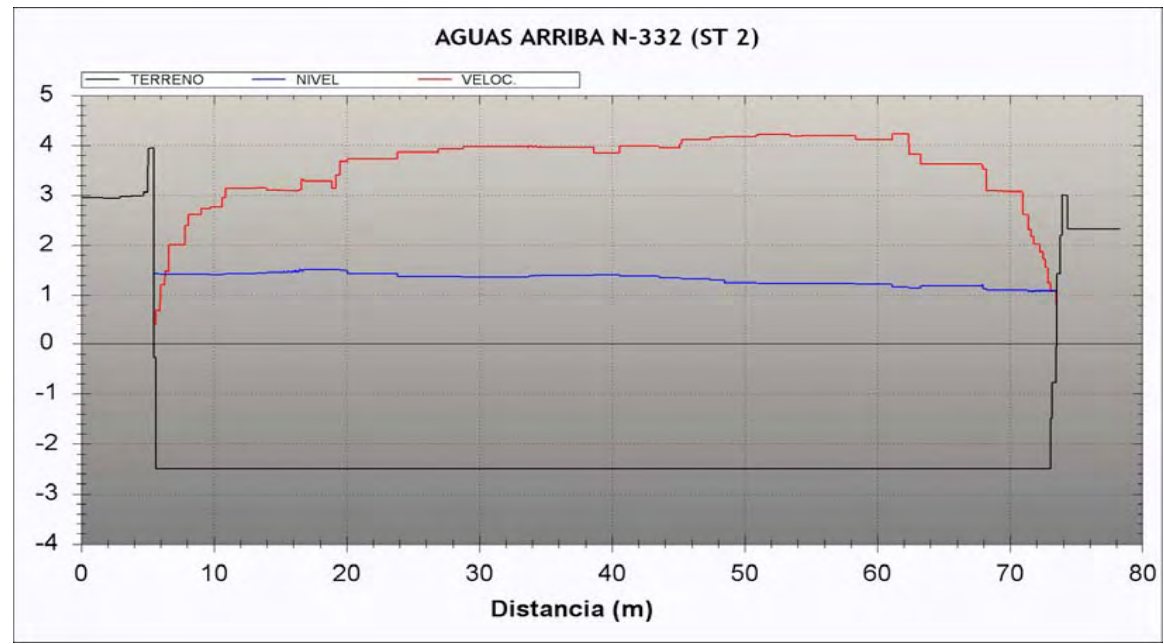


Figura 19. Perfil longitudinal y secciones transversales proporcionadas por GUAD 2D



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Instituto de Ingeniería del
Agua y Medio Ambiente

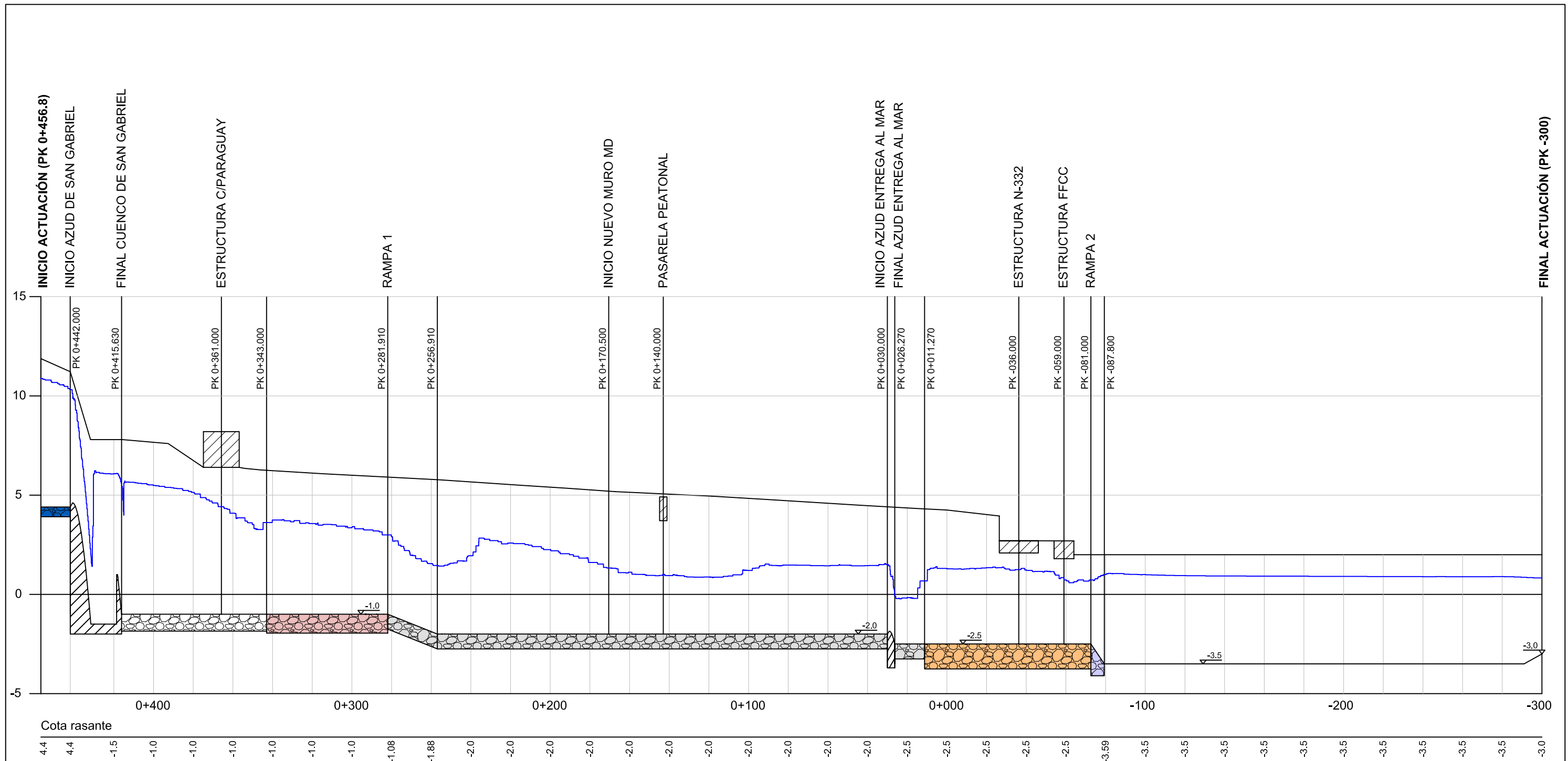
**MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO
DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN
GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)**

PLANOS

PLANOS

PLANO 1

PERFIL LONGITUDINAL



LEYENDA

- | | | | |
|--|---|--|-----------------------|
| | Escollera recibada D=0,4 m | | Lámina de agua |
| | Escollera recibada D=1,2 m | | Coronación de cajeros |
| | Escollera recibada D=1,4 m | | Estructuras |
| | Escollera recibada D=1,0 m | | |
| | Escollera existente | | |
| | Escollera vertida D _m = 0,60 m | | |

Cotas en metros



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Instituto de Ingeniería del
Agua y Medio Ambiente

MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN GABRIEL Y
LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)

Plano:

PERFIL LONGITUDINAL

Escala: H: 1/2000
V: 1/200

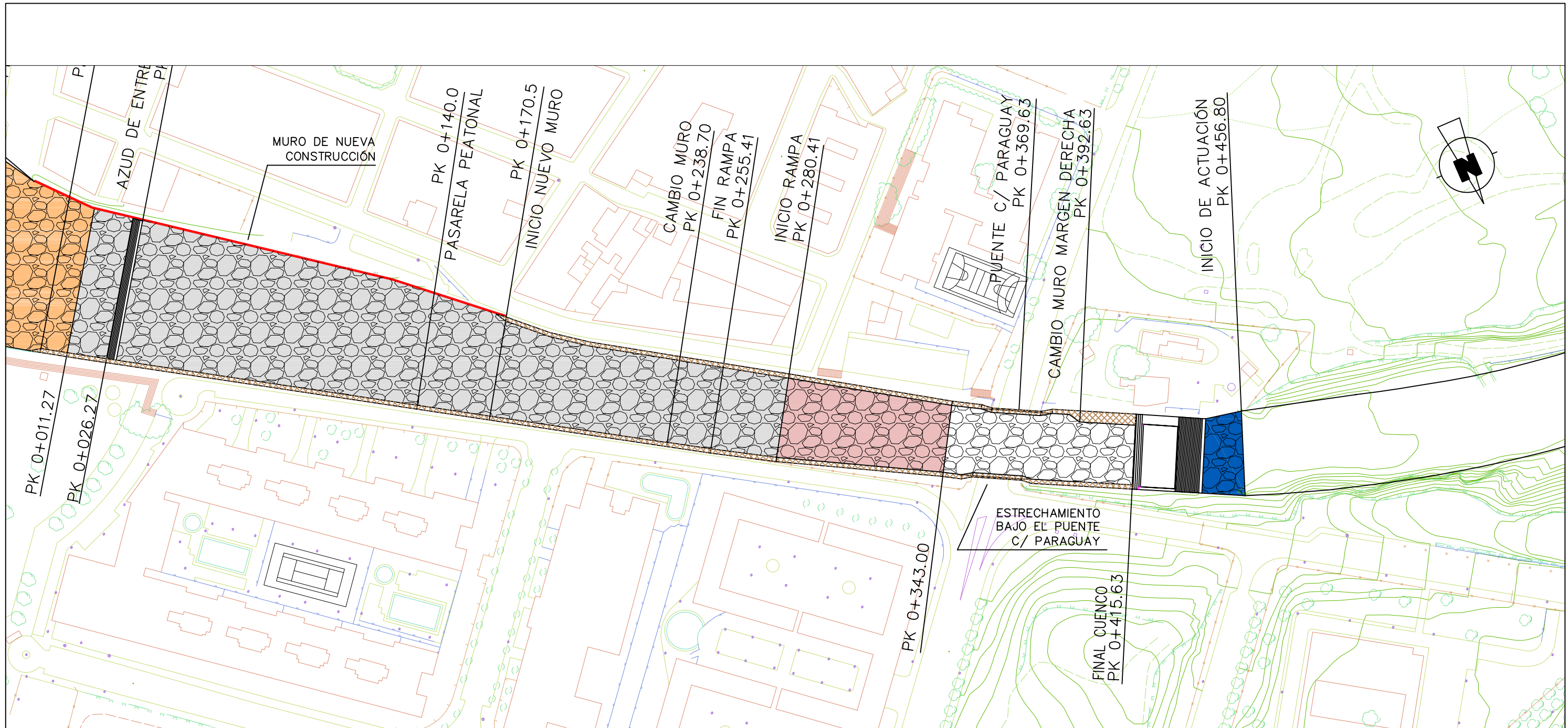
Fecha: Febrero 2012

Plano nº: 1

PLANOS

PLANO 2

PLANTA



LEYENDA

- Escollera recibada D=0.4 m
- Escollera recibada D=1.2 m
- Escollera recibada D=1.4 m
- Escollera recibada D=1.0 m
- Escollera existente
- Escollera vertida D_m= 0,60 m
- Encachado
- Muro nueva construcción

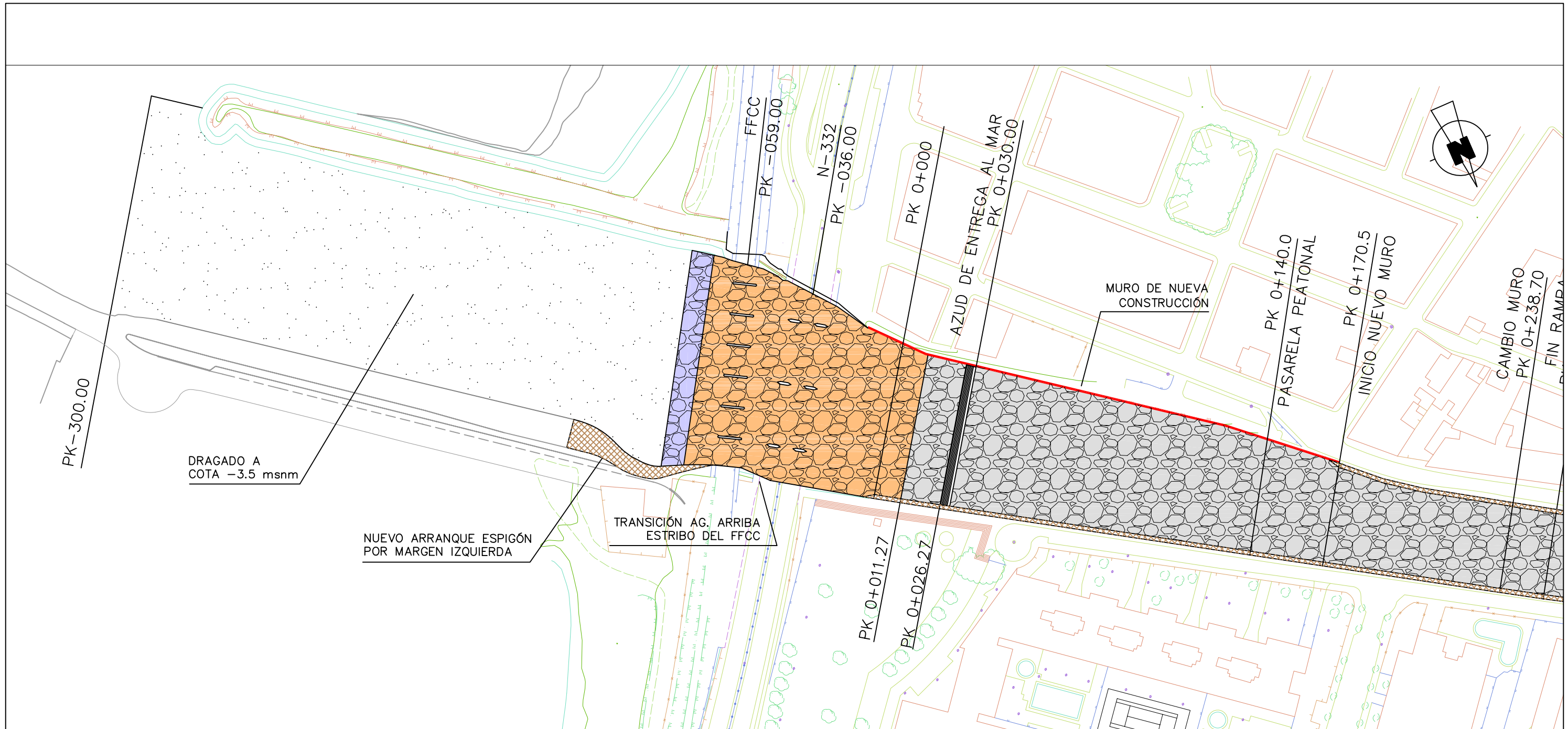
Cotas en metros

 <p>UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA</p>	 <p>Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente</p>
---	---

MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)

Plano: **PLANTA**

Escala: 1/1500	Fecha: Febrero 2012	Plano nº: 2
----------------	----------------------------	--------------------



LEYENDA

- Escollera recibada D=0.4 m
- Escollera recibada D=1.2 m
- Escollera recibada D=1.4 m
- Escollera recibada D=1.0 m
- Escollera existente
- Escollera vertida D_m= 0,60 m
- Encachado
- Muro nueva construcción

Cotas en metros



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Instituto de Ingeniería del
Agua y Medio Ambiente

MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO DEL
BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN GABRIEL Y
LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)

Plano:

PLANTA

Escala:

1/1500

Fecha:

Febrero 2012

Plano nº: 2

Hoja 2 de 2

DOCUMENTO 3.- Adenda al Nuevo estudio hidráulico UPV

ADENDA AL INFORME FINAL "MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)" DE FEBRERO DE 2012.

ANÁLISIS DE MODIFICACIONES PROPUESTAS

Sobre la solución original propuesta en el Informe Final "MODELACIÓN MATEMÁTICA 1D Y 2D DEL ENCAUZAMIENTO DEL BARRANCO DE LAS OVEJAS ENTRE EL AZUD DE SAN GABRIEL Y LA DESEMBOCADURA (ALICANTE)", se proponen una serie de modificaciones en la zona de la desembocadura, entre los espigones, donde estaba definido un dragado a cota -3.5 msnm, desde el fin de la rampa 2 (PK -88.50) hasta el PK -282.00. A partir de este punto, con una pendiente adversa, se enlaza con el terreno real cuando éste alcanza la cota -3 msnm, aproximadamente en el PK -300.00.

A continuación se definen las distintas modificaciones analizadas, y se presentan los resultados más relevantes de las simulaciones realizadas para cada una de ellas. Se concluye con la solución finalmente propuesta.

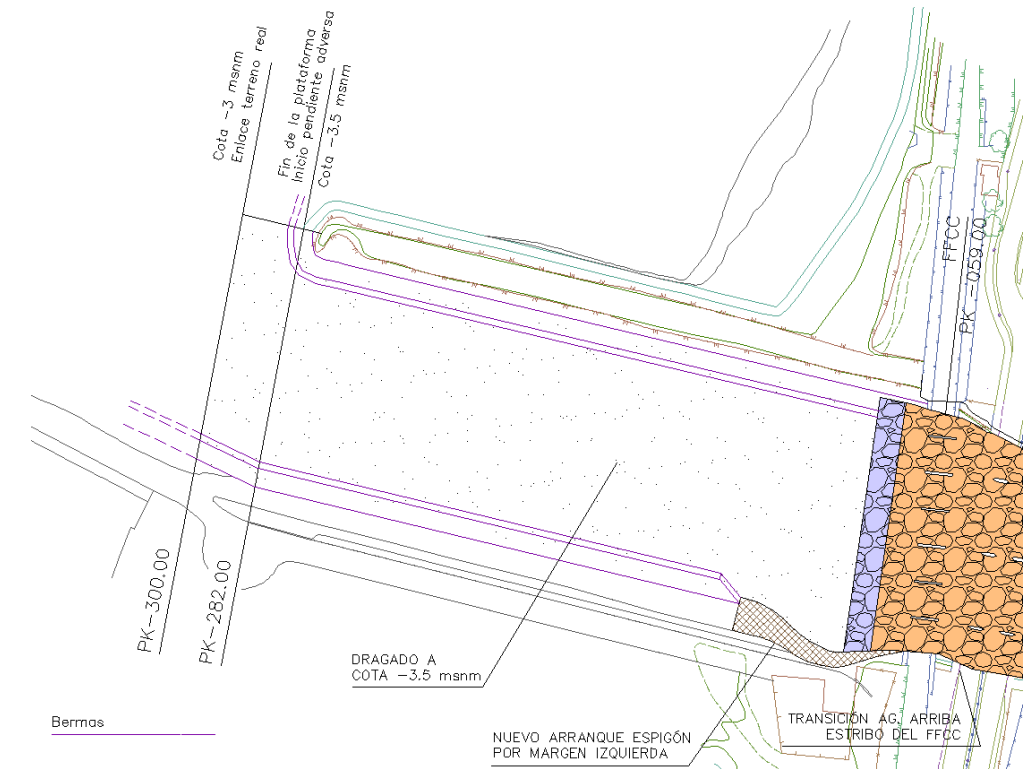


Figura 2. Definición en planta de la solución modificada nº1.

1. MODIFICACIÓN 1. EJECUCIÓN DE BERMAS EN LA BASE DE LOS ESPIGONES

La primera modificación de la solución original consiste en la ejecución de unas bermas de protección de pie de talud de 6 metros de longitud y 1 metro de altura en la base de los espigones, tanto en margen derecha como en margen izquierda (Figura 1).

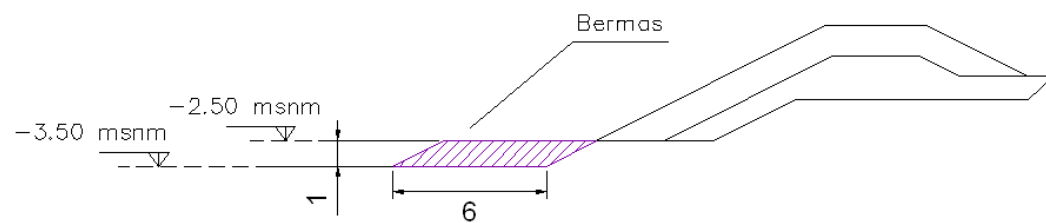


Figura 1. Esquema de las bermas proyectadas en la base del espigón. Cotas en metros.

Una vez implementadas las bermas en el modelo original (Figura 2), se procede a la simulación hidráulica de la mismas en GUAD 2D, con las mismas condiciones de contorno y condiciones iniciales que se establecieron para la solución original.

Con los resultados obtenidos a partir de la simulación matemática, se calculan los resguardos mínimos existentes en las estructuras que pueden resultar afectadas por las modificaciones realizadas. Las secciones transversales inmediatamente aguas arriba del puente de la carretera N-332 y del puente del ferrocarril se presentan en las Figuras 3 y 4. En la Tabla 1 se recogen los resguardos mínimos (teniendo en cuenta la cota máxima de la lámina de agua y la cota inferior del tablero de las estructuras). Igualmente se recogen los resguardos obtenidos con la solución original.

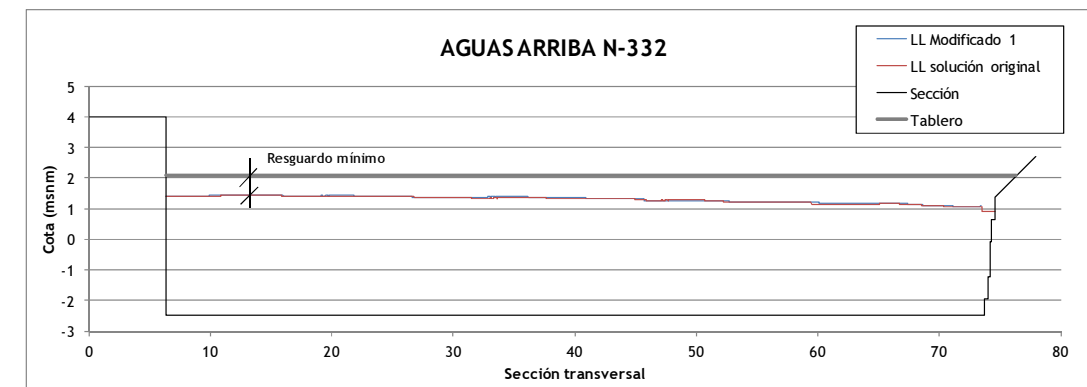


Figura 3. Sección transversal aguas arriba del puente de la N-332.

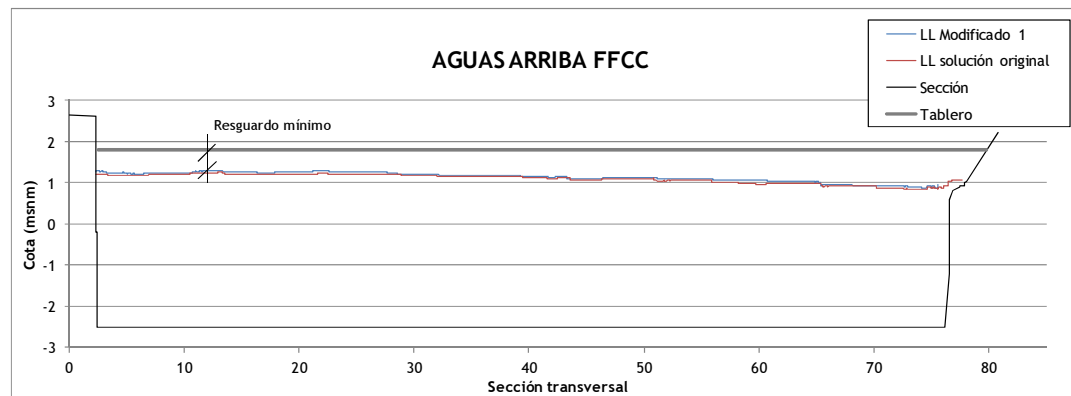


Figura 4. Sección transversal aguas arriba del puente del FFCC.

		Cota máxima lámina agua (msnm)	Cota tablero (msnm)	Resguardo mínimo (m)
N-332	Solución original	1.43	2.09	0.66
	Solución modificada 1	1.45		0.64
FFCC	Solución original	1.25	1.8	0.55
	Solución modificada 1	1.29		0.51

Tabla 1. Resguardos obtenidos con la solución original y la modificada n°1.

2. MODIFICACIÓN 2. EJECUCIÓN DE BERMAS Y CAMBIO EN LA LONGITUD DE DRAGADO

La segunda modificación consiste en, además de la ejecución de las bermas de protección de pie de talud, modificar la longitud de la zona dragada a cota -3.5 msnm, de manera que el fin de la plataforma se sitúa ahora en el PK -260.00, lo que supone 22 m menos de longitud de dragado, y a partir de este punto, mediante una pendiente adversa, se enlaza con el terreno cuando éste alcanza la cota -3 msnm (aproximadamente en el PK -300.00). En la Figura 5 se muestra el esquema en planta de esta solución.

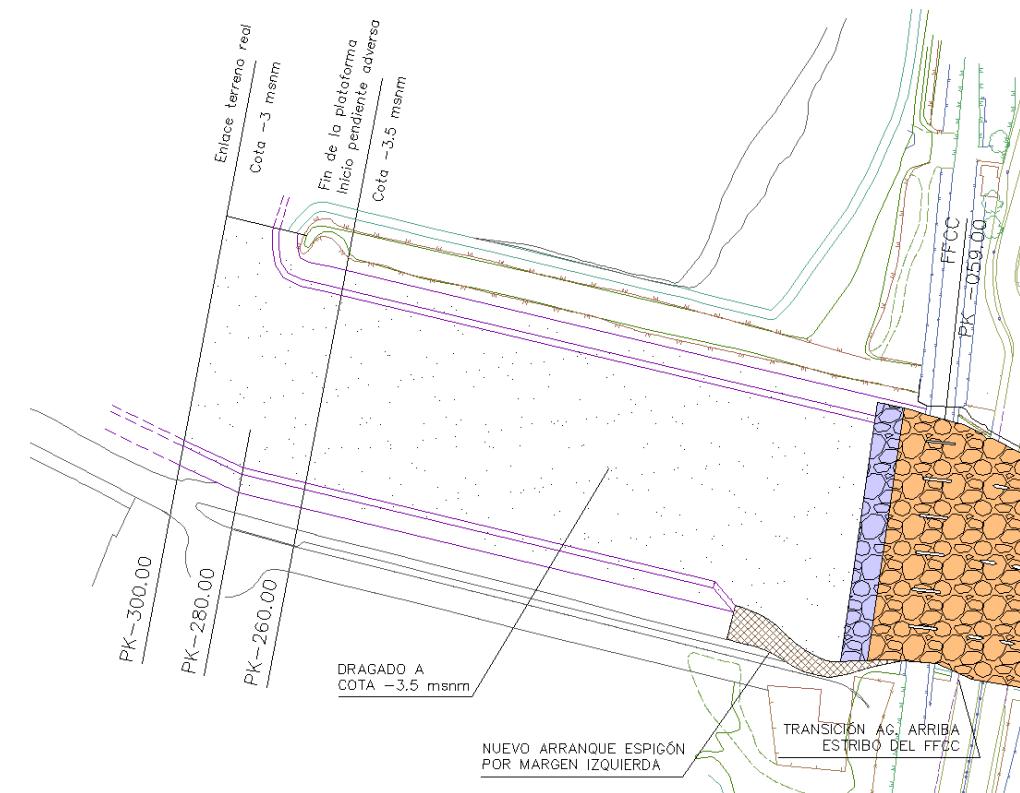


Figura 5. Definición en planta de la solución modificada n°2.

A continuación se presentan los resultados, análogos a los del apartado anterior, para la solución modificada n°2 (Figuras 6 y 7; Tabla 2).

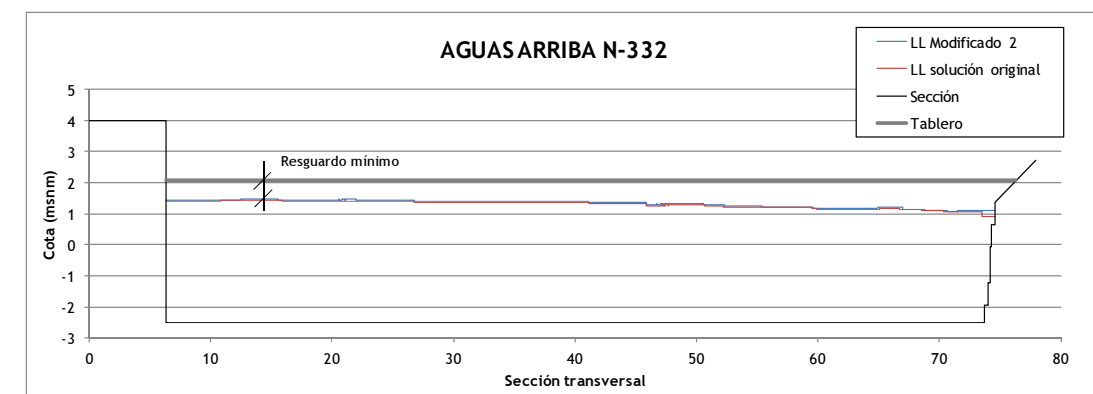


Figura 6. Sección transversal aguas arriba del puente de la N-332.

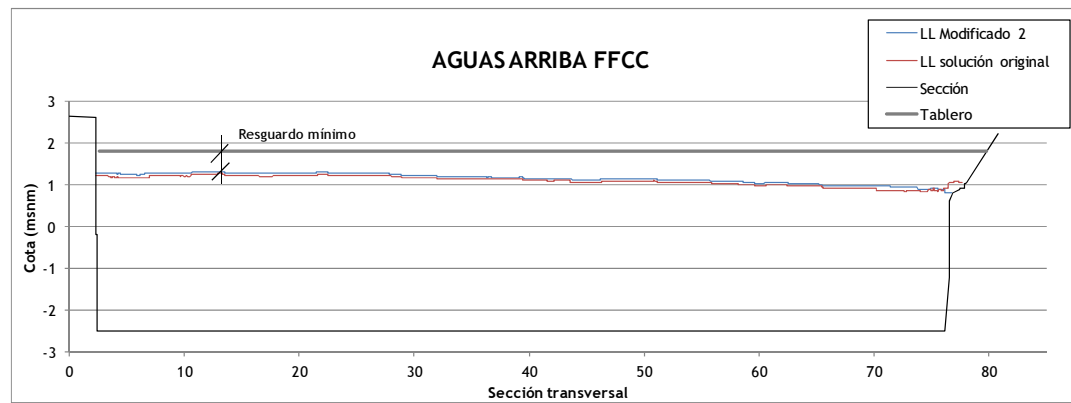


Figura 7. Sección transversal aguas arriba del puente del FFCC.

		Cota máxima lámina agua (msnm)	Cota tablero (msnm)	Resguardo mínimo (m)
N-332	Solución original	1.43	2.09	0.66
	Solución modificada 2	1.48		0.61
FFCC	Solución original	1.25	1.8	0.55
	Solución modificada 2	1.31		0.49

Tabla 2. Resguardos obtenidos con la solución original y la modificada nº2

3. MODIFICACIÓN 3. EJECUCIÓN DE BERMAS, CAMBIO EN LA LONGITUD DE DRAGADO Y PLATAFORMA A COTA -2.5 MSNM EN LA ZONA FINAL ENTRE ESPIGONES.

Por último, además de la ejecución de las bermas de protección de pie de talud y la modificación en el PK de finalización de la plataforma a cota -3.5 en el PK -260.00, se propone la modificación de la cota de enlace con el terreno real. En este caso, a partir del PK -260.00, se inicia una rampa en pendiente adversa, con talud 1:10 (V:H), desde la cota -3.5 msnm de la plataforma hasta la cota -2.5 msnm, que coincide con la coronación de las bermas proyectadas, configurándose así a partir del PK -270 una plataforma 1 m más alta que la de aguas arriba.

El esquema en planta de esta solución se presenta en la Figura 8.

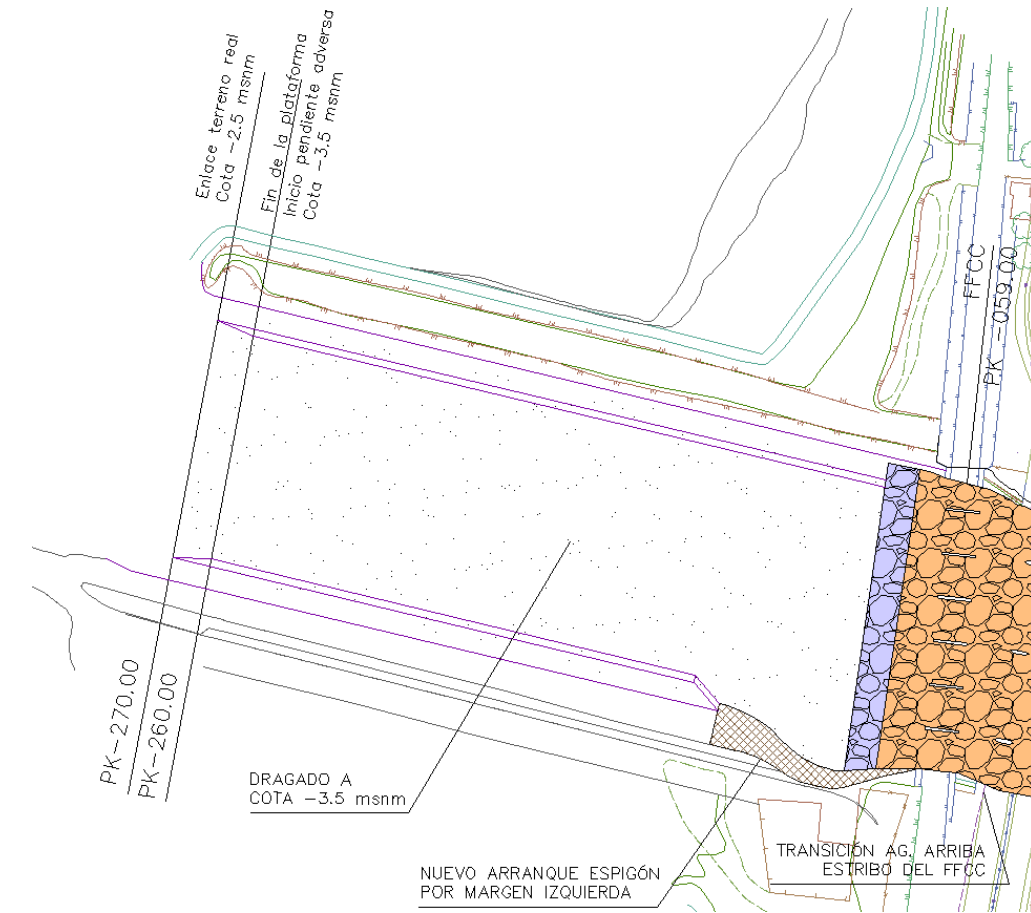


Figura 8. Definición en planta de la solución modificada nº3.

A continuación se presentan los resultados, análogos a los del apartado anterior, para la solución modificada nº3 (Figuras 9 y 10; Tabla 3).

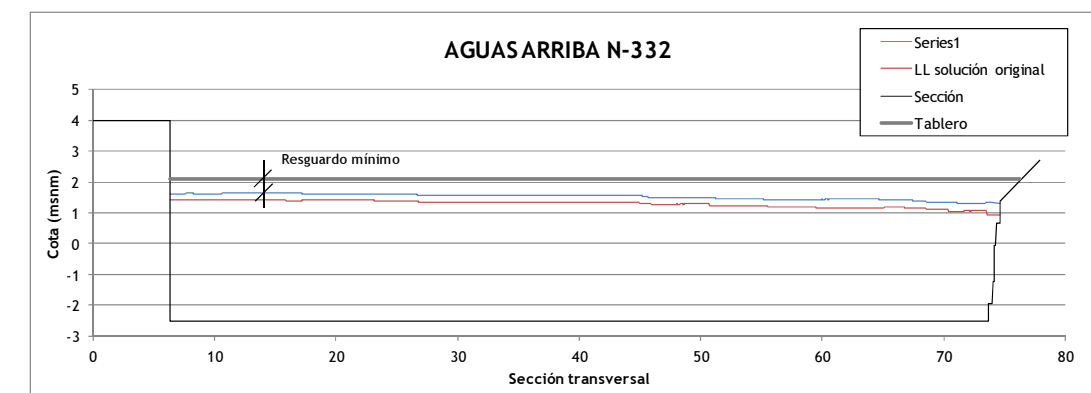


Figura 9. Sección transversal aguas arriba del puente de la N-332

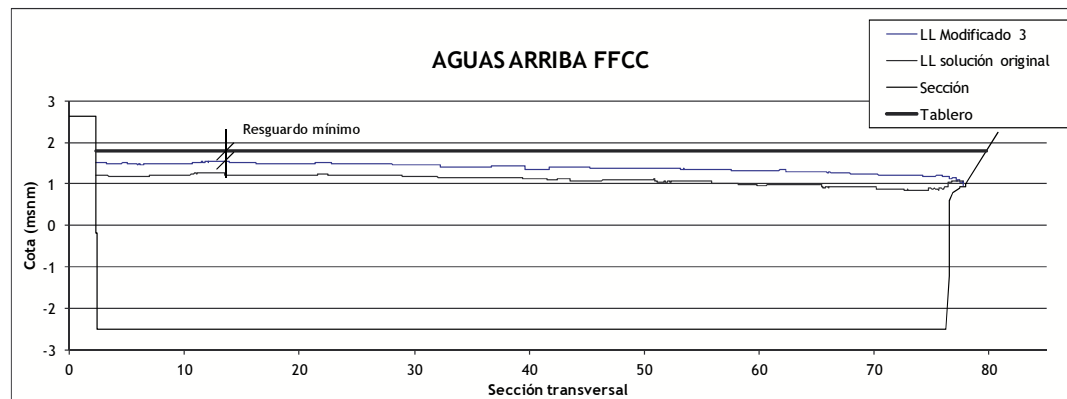


Figura 10. Sección transversal aguas arriba del puente del FFCC

		Cota máxima lámina agua (msnm)	Cota tablero (msnm)	Resguardo mínimo (m)
N-332	Solución original	1.43	2.09	0.66
	Solución modificada 3	1.66		0.43
FFCC	Solución original	1.25	1.8	0.55
	Solución modificada 3	1.55		0.25

Tabla3. Resguardos obtenidos con la solución original y la modificada nº3

4. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir que la ejecución de las bermas en el pie de los espigones no supone ningún problema desde el punto de vista del correcto funcionamiento hidráulico del encauzamiento, ni de los resguardos obtenidos en las dos estructuras cercanas a la desembocadura y, sin embargo, si suponen una importante protección del pie de los taludes afectados, con lo que su efecto se puede entender como positivo para el conjunto de la obra. En relación al comportamiento hidráulico de la solución, puede decirse lo mismo de la disminución de la longitud de la plataforma a cota -3.5 msnm, que puede finalizar en el PK -260.00, siempre y cuando la cota de enlace con el terreno real sea la -3 msnm.


Por contra, los resultados obtenidos con la Solución Modificada nº3 muestran claramente que, al realizarse el enlace con el terreno real a la cota -2.5 msnm y


generarse la plataforma final a esa cota, los resguardos en las estructuras descienden por debajo de los 0.5 m, muy por debajo en el caso del puente del FFCC. Ese valor de medio metro de resguardo es un mínimo aceptado internacionalmente y no deben aceptarse resguardos inferiores en el escenario de proyecto, más aún teniendo en cuenta los posibles fenómenos tridimensionales que no quedan correctamente representados mediante una simulación hidráulica bidimensional (y que podrían afectar negativamente a los valores de resguardos obtenidos) así como la influencia de las oscilaciones de nivel del mar por efecto conjunto de las mareas y rotura de olas. Además, se debe destacar que los resguardos obtenidos para este caso de la Solución Modificada nº3 deben tomarse con suma cautela pues, en el modelo hidráulico bidimensional, se ha observado que la lámina libre en la zona de espigones alcanza cotas que superan la coronación del espigón de margen derecha, con lo que se producen sobrevertidos por el mismo. De no evitarse, además de afecciones claras en la playa de San Gabriel, podría correr peligro su estabilidad y, de evitarse, los resultados hidráulicos obtenidos respecto de resguardos se verían alterados.


Así pues, no se considera posible el enlace con el terreno real a una cota inferior a la de -3 msnm, porque no se puede asegurar el correcto funcionamiento hidráulico de la solución propuesta en el entorno de los puentes de la N-332 y del ferrocarril. De tal manera que, se propone como solución final la obtenida a partir de la original con los cambios implementados en la Modificación 2, es decir, la denominada SOLUCIÓN MODIFICADA Nº2, es decir, la que contempla la ejecución de las bermas de protección de pie de talud, y el acortamiento de la zona dragada a cota -3.5 msnm, de manera que el fin de esta plataforma se sitúe en el PK -260.00, lo que supone un ahorro de 22 m de longitud de dragado. A partir de este punto, en contrapendiente, se enlaza con el terreno a la cota -3 msnm, aproximadamente en el PK -300.00.

En Valencia a 19 de septiembre de 2012

Los autores


Fco. José Wallés Morán
Profesor del Departamento de Ingeniería Hidráulica y MA, UPV.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.


Ignacio Andrés Doménech
Profesor del Departamento de Ingeniería Hidráulica y MA, UPV.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.


Beatriz Náchter Rodríguez
Becaria de Especialización IIAMA, UPV.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.