



TRABAJO FINAL DE GRADO

---

# *ESTUDIO DE LA REMODELACIÓN DEL AZUD DE ABANILLA E INSTALACIONES DE CABECERA DEL CANAL DE TRASVASE DE CRECIDAS AL EMBALSE DE SANTOMERA (ABANILLA, MURCIA)*

---

Autor:

**José María San Nicolás Méndez.**

Tutor:

Juan Bautista Marco Segura.

Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

CURSO 2020 – 2021

**Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Valencia.**



## ÍNDICE

Documento número 1: MEMORIA Y ANEJOS .....	5
1.1 MEMORIA .....	6
1.1.1. INTRODUCCIÓN .....	7
1.1.2. LOCALIZACIÓN.....	7
1.1.3. ANTECEDENTES .....	8
1.1.4. CONDICIONANTES.....	12
1.1.5. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....	15
1.1.6. LAMINACIÓN DE AVENIDAS.....	17
1.1.7. DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	19
1.1.8. CÁLCULOS COMPROBATORIOS .....	23
1.1.9. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	26
1.1.10. CONCLUSIONES .....	27
1.2. ANEJOS A LA MEMORIA .....	29
1.2.1. ANEJO 01. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....	30
1.2.2. ANEJO 02. CÁLCULO HIDRÁULICO 1. PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN LOS TÚNELES DE DERIVACIÓN.....	36
1.2.3. ANEJO 03. LAMINACIÓN AVENIDAS.....	44
1.2.4. ANEJO 04. ANTECEDENTES. CRECIDA SEPTIEMBRE 2019 .....	47
1.2.5. ANEJO 05. DISEÑO AZUD E INSTALACIONES.....	51
1.2.6. ANEJO 06. CÁLCULO HIDRÁULICO 2. CUENCO DE AMORTIGUACIÓN .....	69
1.2.7. ANEJO 07. CALCULO ESTABILIDAD Y TENSIONAL .....	75
1.2.8. ANEJO 08. JUSTIFICACIÓN ODS. ....	86
1.3. BIBLIOGRAFÍA.....	87
Documento número 2: PLANOS .....	90
Documento número 3: VALORACIÓN ECONÓMICA.....	90



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.2.1. Situación Azud en Río Chícamo. (Fuente: (Google Earth, 2021)).....	7
Figura 1.1.2.2. Situación Azud - Embalse. (Fuente: Google Earth, 2021) .....	8
Figura 1.1.2.3. Situación Azud a nivel Regional. (Fuente: Google Earth, 2021) .....	8
Figura 1.1.3.1. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: Camero, Egea y otros, s. f.).....	8
Figura 1.1.3.2. Vista general Azud derivación. (Fuente: (Muñoz López, 2004) ) .....	9
Figura 1.1.3.3. Vista general Cuenco amortiguador. (Fuente: Muñoz López, 2004)).....	9
Figura 1.1.3.4. Vista general compuertas de derivación. (Fuente: (Muñoz López, 2004)) .....	9
Figura 1.1.3.5. Vista general desarenador. (Fuente: (Muñoz López, 2004)).....	9
Figura 1.1.3.6. Vista aérea: cauce rambla Abanilla aguas abajo del Azud. (Fuente: Google Earth, 2021))	10
Figura 1.1.3.7. Vista aérea: pérdida del cauce rambla Abanilla aguas abajo del Azud. (Fuente: (Iberpix 4, 2021) .....	10
Figura 1.1.3.8. Sección canal trasvase. (Fuente: (Muñoz López, 2004)).....	10
Figura 1.1.3.9. Vista general: tramo en túnel del canal trasvase. ((Wikiloc. Vives, 2018)).....	11
Figura 1.1.3.10. Nivel del embalse antes de la Dana de 2019. (Fuente: AllyouneedinMurcia) .....	11
Figura 1.1.3.11. Nivel del embalse tras la Dana de 2019. (Fuente: Murciaconfidencial).....	11
Figura 1.1.3.12. Nivel del embalse antes de la Dana de 2019. (Fuente: AlicantePlaza).....	12
Figura 1.1.4.1. Vista aérea: valores naturales río Chícamo. (Fuente:(IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia, 2019)).....	12
Figura 1.1.4.2. Vista aérea: Red Natura 2000 río Chícamo. (Fuente:(IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia, 2019)).....	13
Figura 1.1.4.3. Vista aérea: Zona de Conservación Prioritaria. Río Chícamo. (Fuente: (IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia, 2019)).....	13
Figura 1.1.5.1. Garganta del Cagel. Río Chícamo. (Fuente:(Wikiloc   Foto de El Río Chícamo y sus afluentes Mascosa y Zurca. Anthercas (2/6), 2018)) .....	15
Figura 1.1.5.2. Litología. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.)).....	15
Figura 1.1.5.3. Edafología. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.)).....	16
Figura 1.1.5.4. Usos del Suelo. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.)) .....	16
Figura 1.1.6.1. Tabla curva característica embalse. (Fuente: elaboración propia, 2021).....	17
Figura 1.1.6.2. Caudales acumulados hidrogramas. (Fuente: Albentosa Hernández, 2021) .....	17
Figura 1.1.6.3. Tabla resultados laminación. (Fuente: elaboración propia, 2021).....	18
Figura 1.1.6.4. Vista aérea: aliviadero lateral del arenero. (Fuente: (Google Earth, 2021) .....	19
Figura 1.1.7.1. Hidrograma Azud primeras iteraciones: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021).....	21

Figura 1.1.7.2. Hidrograma Azud: cota de vertedero fijo aumentada. Periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021).....	21
Figura 1.1.7.3. Sección vertedero móvil. (Fuente: elaboración propia, 2021).....	22
Figura 1.1.8.1. Gráfica curva de gasto túneles: Cota-caudal (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	24
Figura 1.1.8.2. Sección: cuenco amortiguador del vertedero móvil (Fuente: elaboración propia, 2021).....	24
Figura 1.1.8.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento (Fuente:(Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.)).....	25
Figura 1.2.1.1. Cuenca rambla de Abanilla (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.)) .....	30
Figura 1.2.1.2. Cuenca rambla de Abanilla: Temperatura y Precipitaciones (Fuente:(Camero, Egea y otros, s. f.)).....	30
Figura 1.2.1.3. Perfil Longitudinal rambla de Abanilla (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.)).....	31
Figura 1.2.1.4. Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente:(Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.).....	32
Figura 1.2.1.5. Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente:Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.).....	32
Figura 1.2.1.6. Leyenda Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente: Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.).....	33
Figura 1.2.1.7. MAGNA 50: hoja 892. Columnas estratigráficas (Fuente: Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.) .....	33
Figura 1.2.1.8. Leyenda Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente:(InfoGME - Visor cartográfico del IGME, s. f.) .....	34
Figura 1.2.1.9. Topografía cerrada (Fuente:(Iberpix 4, s. f.)).....	34
Figura 1.2.2.1. Sección canal trasvase. (Fuente: (Muñoz López, 2004)) .....	36
Figura 1.2.2.2. Fórmula de Manning (Fuente: elaboración propia, 2021).....	36
Figura 1.2.2.3. Perfil Longitudinal canal trasvase. (Fuente: (Muñoz López, 2004)).....	37
Figura 1.2.2.4. Vista aérea: arenero (Fuente: (Google Earth, s. f.) .....	39
Figura 1.2.2.5. Sección túnel de captación en pie de azud (Fuente: elaboración propia, 2020).....	39
Figura 1.2.2.6. Curva gasto Arenero – canal trasvase. (Fuente: Elaboración propia, 2021).....	40
Figura 1.2.2.7. Foto aérea desembocadura túnel. (Fuente: (Google Earth, s. f.) .....	41
Figura 1.2.2.8. Tabla curva de gasto túneles. (Fuente: elaboración propia, 2021).....	42
Figura 1.2.2.9. Gráfica curva de gasto túneles: Cota-caudal (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	43
Figura 1.2.3.1. Vista aérea vaso del Azud: isolínea 126 msnm. (Fuente:(Iberpix 4, s. f.) .....	44
Figura 1.2.3.2. Tabla curva característica embalse. (Fuente: elaboración propia, 2021).....	44
Figura 1.2.3.3. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 10 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021).....	45



Figura 1.2.3.4. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 25 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021) .....	45
Figura 1.2.3.5. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 50 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021) .....	45
Figura 1.2.3.6. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 100 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021) .....	46
Figura 1.2.3.7. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 200 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021) .....	46
Figura 1.2.3.8. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 500 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021) .....	46
Figura 1.2.4.1. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.)).....	47
Figura 1.2.4.2. Vista aérea: cuenca embalse y río Chícamo. (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021) ..	47
Figura 1.2.4.3. Nivel del embalse septiembre 2019. (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021).....	48
Figura 1.2.4.4. Hidrograma de segunda crecida en Azud de derivación. (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021) .....	48
Figura 1.2.4.5. Vista aérea: cauce rambla Abanilla aguas abajo del Azud. (Fuente:(InfolGME - Visor cartográfico del IGME, s. f.) .....	49
Figura 1.2.4.6. Hidrograma Rambla Abanilla: septiembre 2019 (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021) .....	50
Figura 1.2.5.1. Características básicas Diseño N°1 (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	53
Figura 1.2.5.2. Hidrograma Azud Diseño N°1: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	53
Figura 1.2.5.3. Hidrograma Azud Diseño N°1: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	53
Figura 1.2.5.4. Características básicas Diseño N°2 (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	54
Figura 1.2.5.5. Hidrograma Azud Diseño N°2: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	54
Figura 1.2.5.6. Hidrograma Azud Diseño N°2: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	55
Figura 1.2.5.7. Características básicas Diseño N°3 (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	55
Figura 1.2.5.8. Hidrograma Azud Diseño N°3: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	55
Figura 1.2.5.9. Hidrograma Azud Diseño N°3: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	56
Figura 1.2.5.10. Características básicas Diseño N°4 (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	56
Figura 1.2.5.11. Hidrograma Azud Diseño N°4: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	56

Figura 1.2.5.12. Hidrograma Azud Diseño N°4: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	57
Figura 1.2.5.13. Características básicas Diseño N°3 (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	57
Figura 1.2.5.13. Hidrograma Azud Diseño N°5: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	57
Figura 1.2.5.14. Hidrograma Azud Diseño N°5: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	58
Figura 1.2.5.15. Laminación Azud Diseño N°1: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	66
Figura 1.2.5.16. Hidrograma Azud Diseño N°1: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	67
Figura 1.2.5.17. Vista en planta: detalle pilas embocadura vertedero móvil (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	67
Figura 1.2.5.18. Vistas generales compuertas tipo Taintor (Fuente: (Catálogo-Compuertas.pdf, s. f.).....	68
Figura 1.2.6.1. Tipos de cuenco de amortiguación (Fuente:(Comité Nacional español de Grandes Presas, s. f.) .....	69
Figura 1.2.6.2. Vista aérea: cauce aguas abajo del azud (Fuente: (Google Earth, s. f.).....	70
Figura 1.2.6.3. Resalto hidráulico teórico (Fuente: 4.4.5 - RESALTO HIDRÁULICO, s. f.).....	71
Figura 1.2.6.4. Longitud resalto hidráulico teórico (Fuente: 4.4.5 - RESALTO HIDRÁULICO, s. f.) .....	72
Figura 1.2.6.5. Resumen cálculo cuenco amortiguación (Fuente: elaboración propia, 2021).....	72
Figura 1.2.6.6. Resumen cálculo cuenco amortiguación (Fuente: elaboración propia, 2021).....	74
Figura 1.2.7.1. Coeficientes de seguridad cálculo de tensiones (Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.).....	75
Figura 1.2.7.2. Combinaciones de acciones. Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.) .....	75
Figura 1.2.7.3. Ilustración empuje Horizontal, vertical hidrostático sobre el vertedero fijo (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	76
Figura 1.2.7.4. Representación perfil creager (Fuente: (Comité Nacional español de Grandes Presas, s. f.) .....	77
Figura 1.2.7.5. Longitud Fetch (Fuente: (Google Earth, s. f.) .....	77
Figura 1.2.7.6. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento (Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.).....	80
Figura 1.2.7.7. Ilustración empuje Horizontal, vertical hidrostático sobre el vertedero móvil (Fuente: elaboración propia, 2021) .....	82
Figura 1.2.7.8. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento (Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.).....	85







## Documento número 1: MEMORIA Y ANEJOS



## 1.1 MEMORIA

### 1.1.1. INTRODUCCIÓN

Este documento se presenta como la Memoria del estudio de la remodelación del azud de Abanilla e instalaciones de cabecera del canal de trasvase de crecidas al embalse de Santomera. A su vez, forma parte del programa de Trabajos Fin de Grado de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Valencia, con la finalización de la titulación de Grado en Ingeniería Civil.

La presente memoria se podrá estructurar en tres grandes bloques que comprenderán:

1. Un primer bloque en el que se plantea el problema y se analiza el comportamiento de las infraestructuras existentes en la crecida del 12 de septiembre de 2019.
2. Una segunda parte en la que, una vez expuesto y planteado el problema, se estudiará y expondrá el diseño final que mejor se adapta y aquel que optimiza el funcionamiento del conjunto de infraestructuras que conectan la rambla de Abanilla y el embalse de Santomera teniendo en cuenta criterios como: económico, constructivo, ambiental e hidráulico.
3. Por último, se llevará a cabo un análisis y desarrollo de los cálculos y comprobaciones y una valoración económica de la solución adoptada.

### 1.1.2. LOCALIZACIÓN

Las actuaciones a realizar tienen lugar en el Río Chícamo a la altura del polígono industrial de Abanilla, municipio situado al noreste de la región de Murcia, España.

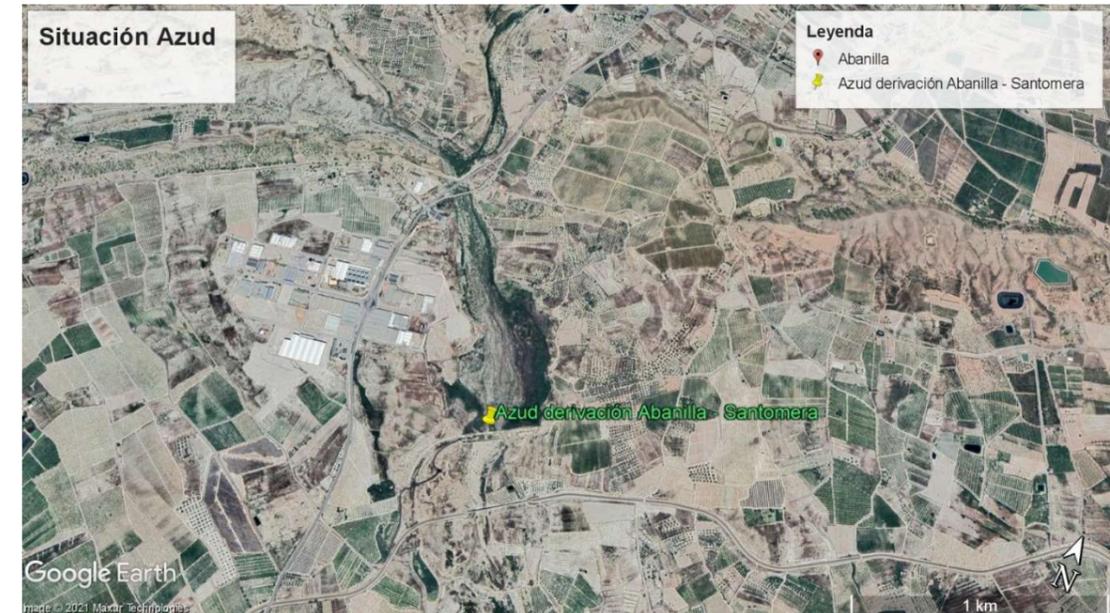


Figura 1.1.2.1. Situación Azud en Río Chícamo. (Fuente: (Google Earth, 2021))

La figura anterior es una vista aérea del azud de derivación de crecidas al embalse de Santomera. Este azud se encuentra a unos 13 kilómetros de la cabecera del Río Chícamo en Macisvenda.

Según se puede observar en Google Maps, el acceso al Azud se efectúa por medio de la carretera RM – 414, que une los municipios de Abanilla y Santomera, a través de un camino secundario que la atraviesa a la altura del polígono industrial “El Semolilla” en el P.K. 2+900, en el sentido Abanilla - Santomera.

La ciudad más cercana al área de actuación es Orihuela, ciudad y municipio de la provincia de Alicante situada a unos 20 kilómetros de distancia con alrededor de 80.000 habitantes. Entre otros municipios, por proximidad, cabe destacar: La Murada, Benferri, Santomera y El Raal.

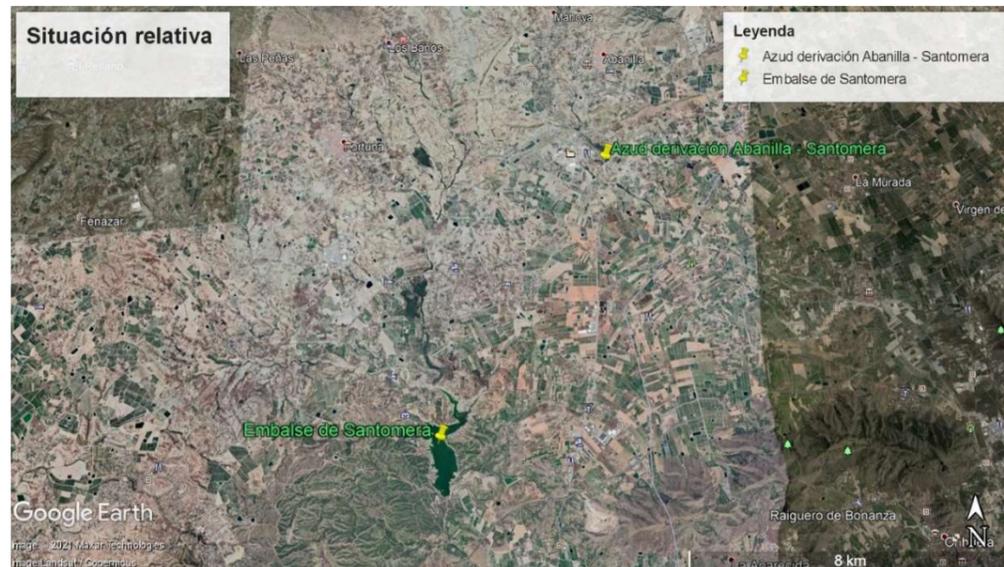


Figura 1.1.2.2. Situación Azud - Embalse. (Fuente: Google Earth, 2021)

En cuanto a la figura 1.1.2.2, ésta se trata de otra vista aérea en la que se puede apreciar la distancia que separa las dos infraestructuras, azud de derivación y presa de Santomera, unidas por un canal a cielo abierto en la mayoría de sus tramos de unos 8 kilómetros.



Figura 1.1.2.3. Situación Azud a nivel Regional. (Fuente: Google Earth, 2021)

Por último, se adjunta una imagen en la que se puede apreciar la localización de la zona de actuación a nivel regional.

### 1.1.3. ANTECEDENTES

Según la información proporcionada en la página web de la Confederación Hidrográfica del Segura, (*Embalse de Santomera*, s. f.) en agosto de 1950, con la redacción de “EL PROYECTO DE OBRAS PARA RETENCIÓN Y APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DE AVENIDAS DE LAS RAMBLAS DE SANTOMERA Y ABANILLA, POR MEDIO DEL PANTANO DE SANTOMERA Y COMO OBRA DE DEFENSA DE LA VEGA BAJA DEL SEGURA” (proyecto impulsado por el Plan Nacional de Obras Hidráulicas del año 1940) por parte de la confederación Hidrográfica del Segura se llevaron a cabo estudios en la Ramblas de Abanilla y Santomera para intentar paliar las grandes avenidas que se producían.

En este proyecto se planteaba la construcción de la presa de Santomera, de un azud de derivación en la rambla de Abanilla y de un canal, con capacidad nominal 258 m<sup>3</sup>/s y longitud 7851 metros, para que trasvasara el agua de las crecidas en la rambla de Abanilla hasta el embalse de Santomera. Dichas obras se recibieron el 15 de febrero de 1968.

Estas infraestructuras, como se ha mencionado anteriormente, sirven a las ramblas de Santomera (con una cuenca de 150 km<sup>2</sup>) y Abanilla (con una cuenca de mayor extensión; 395 km<sup>2</sup>), como se puede ver en la siguiente figura. Estas ramblas se caracterizan por transportar grandes masas de agua de forma torrencial, consecuente del clima Mediterráneo y Subtropical seco. Como consecuencia, se producen, con cierta periodicidad y frecuencia, riadas con efectos devastadores sobre las zonas urbanas y agrícolas adyacentes. (*Camero, Egea y otros, s. f.*)



Figura 1.1.3.1. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: Camero, Egea y otros, s. f.)

En cuanto a la rambla de Abanilla, zona de estudio del presente Documento, se estima su caudal de retorno de 500 años en  $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ , según el estudio hidrológico realizado por Eduardo Albentosa, 2021. Hay que destacar que, en los estudios predecesores a la construcción del azud de derivación, se consideraba un caudal de retorno de 1000 años en  $700 \text{ m}^3/\text{s}$ . (*Documento XYZT, Muñoz López, 2004*).

El azud de derivación existente consiste en un muro vertical, de 5 metros de altura y 120 metros de longitud, transversal al cauce del Río Chícamo (ver figura 1.1.3.2). En el pie del muro, aguas arriba, hay un cuenco amortiguador que recoge los caudales (ver figura 1.1.3.3) y, por medio de dos compuertas de sector (figura 1.1.3.4), los derivan a través de dos túneles y un desarenador, representado en la figura 8 al canal de trasvase al embalse de Santomera. (*Muñoz López, 2004*).



Figura 1.1.3.2. Vista general Azud derivación. (Fuente: (Muñoz López, 2004) )



Figura 1.1.3.3. Vista general Cuenco amortiguador. (Fuente: Muñoz López, 2004))



Figura 1.1.3.4. Vista general compuertas de derivación. (Fuente: (Muñoz López, 2004))



Figura 1.1.3.5. Vista general desarenador. (Fuente: (Muñoz López, 2004))

### 1.1.3.1. CRECIDA SEPTIEMBRE 2019

Septiembre de 2019 supuso un punto de inflexión en cuanto a la funcionalidad de estas infraestructuras ante eventos hidrológicos de grandes periodos de retorno. En esta fecha se registró en la rambla de Abanilla un caudal punta de  $1200 \text{ m}^3/\text{s}$  que produjo daños en Benferri, Orihuela y otros municipios de la Vega Baja que alcanzaron los billones de euros. (Albentosa, 2021).

Los principales afectados fueron Benferri y Orihuela ya que, diez kilómetros aguas abajo del azud, la rambla pierde su cauce y se convierte en zona susceptible de inundaciones (ver figura 1.1.3.6).

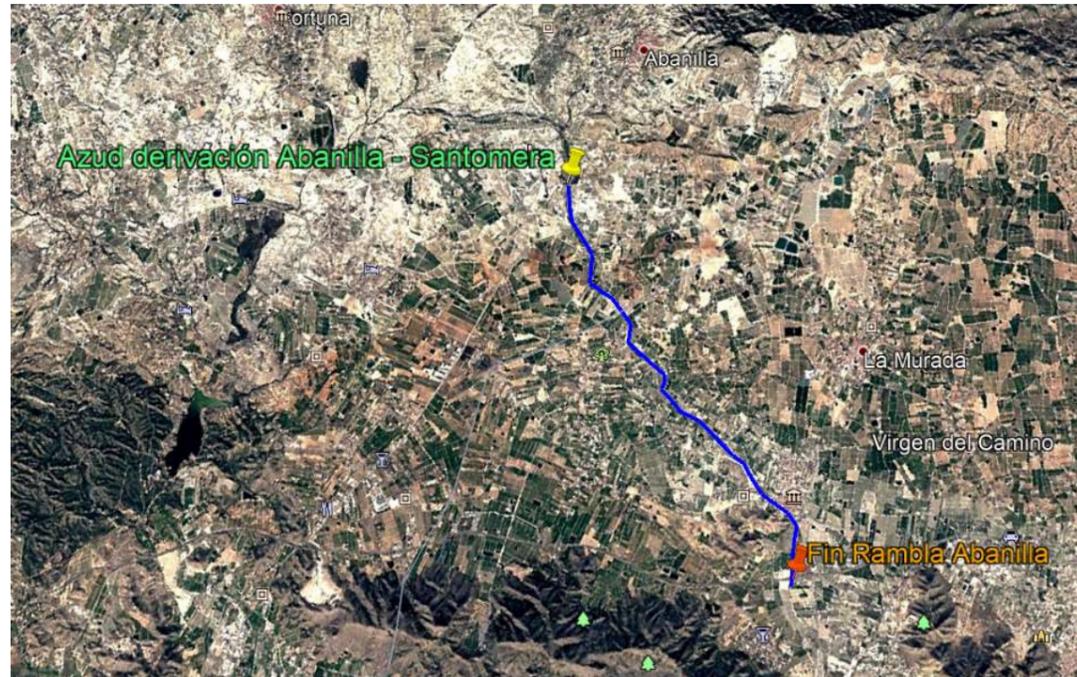


Figura 1.1.3.6. Vista aérea: cauce rambla Abanilla aguas abajo del Azud. (Fuente: Google Earth, 2021))

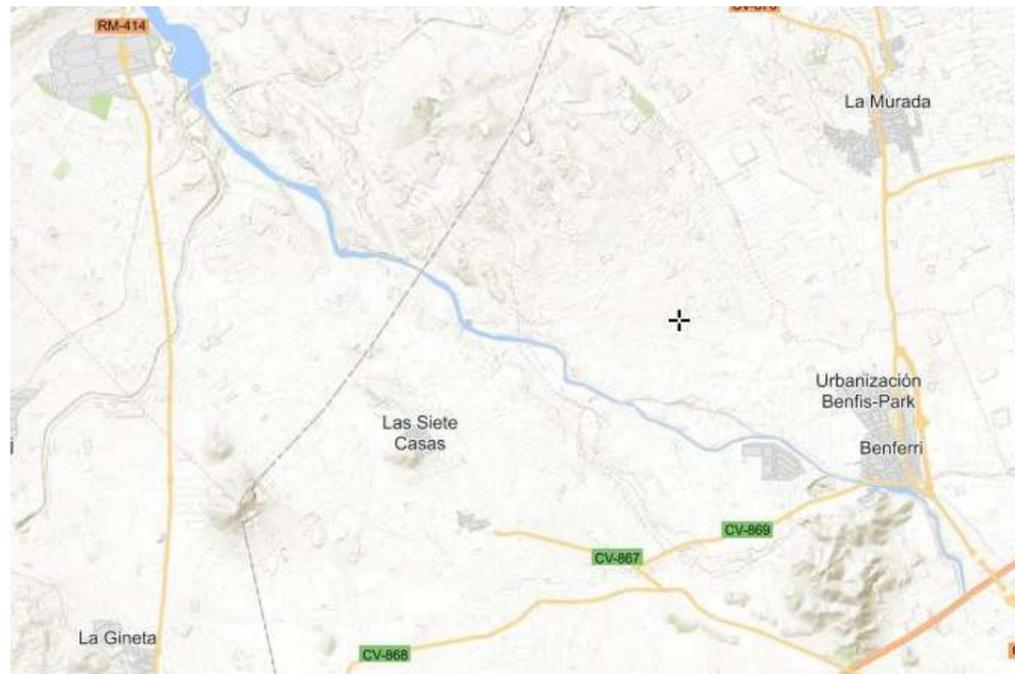


Figura 1.1.3.7. Vista aérea: pérdida del cauce rambla Abanilla aguas abajo del Azud. (Fuente: Iberpix 4, 2021)

Además de los daños ocurridos en la desembocadura de la Rambla de Abanilla, otro aspecto a destacar fue el desbordamiento del canal trasvase Azud – Embalse de Santomera. Este canal vio mermada su capacidad de transporte debido al control hidráulico ejercido en un tramo en túnel.

En la siguiente figura se puede observar la sección del canal trapecial, con capacidad en resguardo máximo de hasta 340 m<sup>3</sup>/s (agotando el resguardo su capacidad se eleva hasta los 430 m<sup>3</sup>/s). Por último, la figura 1.1.3.9 hace referencia a la sección en túnel de dicho canal, con capacidad de 251 m<sup>3</sup>/s.

En el evento de septiembre de 2019 las compuertas de derivación quedaron inutilizables y tanto los dos túneles de cabecera como los del canal trasvase eran incapaces de vehicular tal cantidad de caudal. Es por esto por lo que tanto el azud de derivación como el canal trasvase se desbordaron.

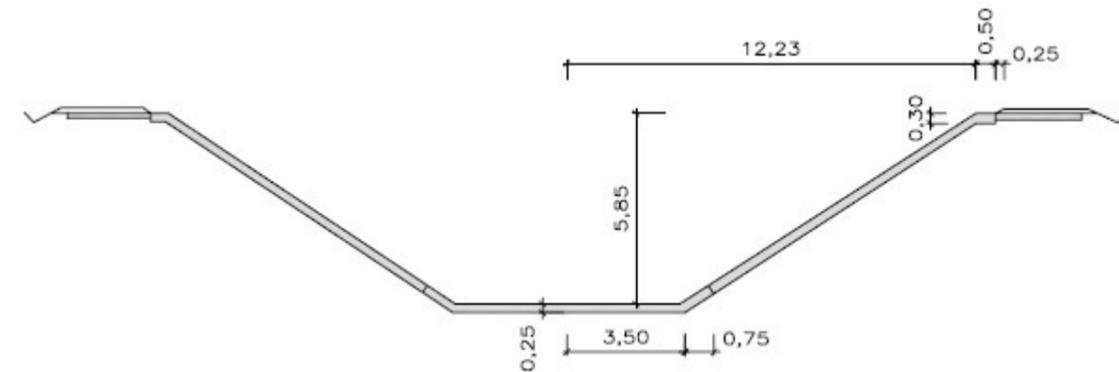


Figura 1.1.3.8. Sección canal trasvase. (Fuente: (Muñoz López, 2004))



Figura 1.1.3.9. Vista general: tramo en túnel del canal trasvase. ((Wikiloc. Vives, 2018))

Para entender el papel que juega las instalaciones e infraestructuras tanto aquellas presentes en la rambla de Abanilla como las que conectan dicha rambla con el embalse de Santomera, hay que remontarse a la pasada crecida de septiembre de 2019. A partir de los impactos que hubo, se pueden deducir las deficiencias presentes en el conjunto de infraestructuras.

Por tanto, el comportamiento del azud y las instalaciones de cabecera durante las crecidas marca las consecuencias y posibles impactos que puedan producirse por un lado aguas abajo del río Chícamo donde se pierde su cauce y, por otro lado, en el embalse de Santomera.

El Azud y el embalse de Santomera están separados por un canal trapecial de aproximadamente 8 km (ver figura 1.1.3.8). Teniendo en cuenta, además, que la longitud de los principales afluentes de sendas cuencas es similar se puede concluir que gran parte de la crecida ocurrida en la rambla de Abanilla es laminada por el embalse.

En septiembre de 2019 se dieron dos crecidas de gran envergadura en el embalse de Santomera que hizo que la lámina de agua, en la cota 83.5 msnm antes de que comenzaran las crecidas, se elevara centímetros por encima del umbral de vertedero situado a la 98 msnm. En total, el volumen de agua trasvasado desde Abanilla a Santomera se estima en unos 12 hm<sup>3</sup>, más de la mitad de los 19 hm<sup>3</sup> que entraron en total al embalse durante las dos crecidas (teniendo en cuenta también el caudal aportado por la propia rambla del embalse; Rambla Salada).



Figura 1.1.3.10. Nivel del embalse antes de la Dana de 2019. (Fuente: AllyouneedinMurcia)



Figura 1.1.3.11. Nivel del embalse tras la Dana de 2019. (Fuente: Murciaconfidencial)

A pesar de lo ocurrido, el impacto en el embalse pudo haber sido mucho peor. El canal trasvase que une Abanilla y Santomera (ver figura 1.1.3.8) solo operaba al 27% de su máxima capacidad. En caso de haberlo hecho a plena capacidad, la presa habría sido desbordada y la situación en Santomera y la ciudad de Murcia habría sido devastadora. Esto deja ver la importancia que adquiere el azud de Abanilla en las crecidas.

La otra parte involucrada es el impacto producido en el final del cauce de la rambla de Abanilla consecuencia del caudal vertido por el Azud. El caudal punta, en septiembre de 2019, en el tramo

final del cauce a la altura de Benferri y Orihuela se ha estimado en unos 1000 m<sup>3</sup>/s (*Albentosa, 2021*). Sin la existencia de un canal y/o cauce natural que vehiculase este caudal, toda la zona y alrededores quedó inundada generando daños materiales que superan los 500 millones de euros solo en Orihuela.

Como principales responsables del excesivo caudal vertido por el azud aguas abajo se presenta la poca capacidad de embalse aguas arriba del azud, la pobre laminación realizada por el canal trasvase (escasa punta de caudal derivado a Santomera) y, como se ha mencionado anteriormente, la pérdida del cauce al final de la rambla de Abanilla.

En la siguiente figura se observa la situación de los pueblos situados inmediatamente aguas abajo de la pérdida de cauce. Como se puede ver, completamente anegados durante días.



Figura 1.1.3.12. Nivel del embalse antes de la Dana de 2019. (Fuente: AlicantePlaza)

## 1.1.4. CONDICIONANTES

En cuanto a los condicionantes, un lado positivo a destacar es la existencia de gran parte de infraestructura aprovechable. Se debe intentar aprovechar la infraestructura ya construida para reducir al máximo un posible impacto medioambiental o socioeconómico.

Entre ellos, destacan:

### 1.1.4.1. AMBIENTAL

Según se puede observar en la página web “IDERM”, el área de actuación, el río Chícamo, es una zona considerada LIC, como se puede observar en las siguientes imágenes:

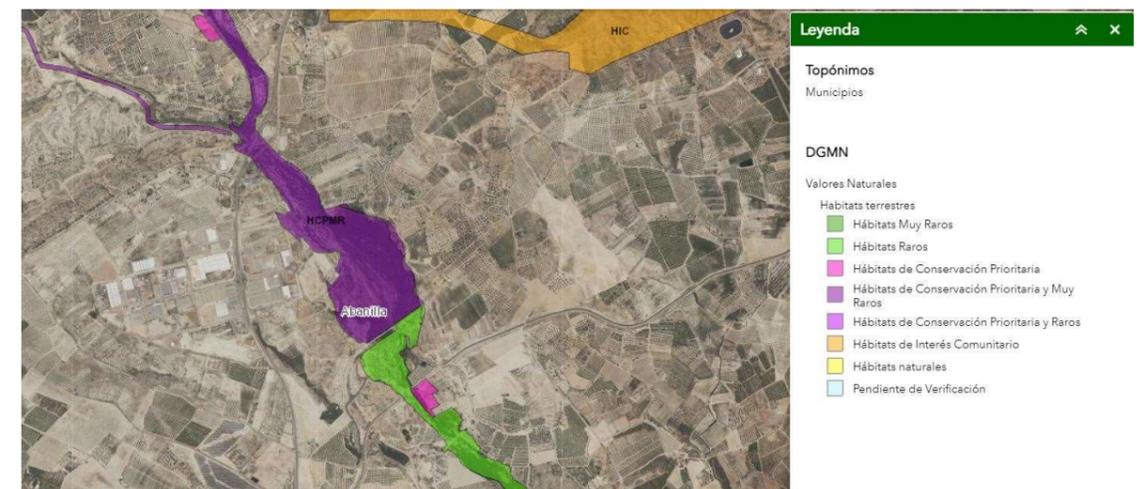


Figura 1.1.4.1. Vista aérea: valores naturales río Chícamo. (Fuente:(IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia, 2019))

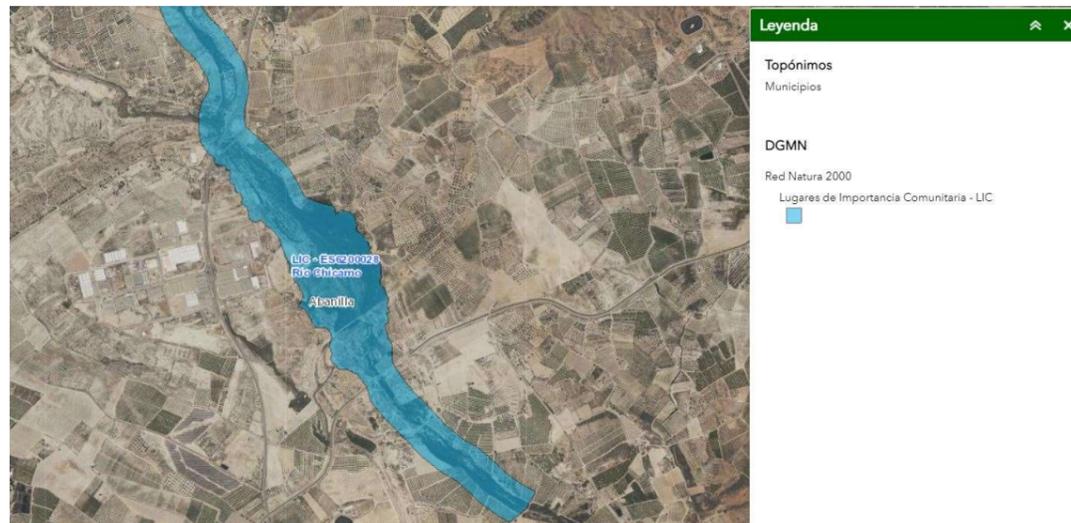


Figura 1.1.4.2. Vista aérea: Red Natura 2000 río Chícamo. (Fuente:(IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia, 2019))

El río Chícamo alberga numerosas especies de especial protección, tanto de flora como fauna: el fartet (considerado en peligro de extinción), la palmera de rambla (Phoenix ibérica, escasa en el sureste peninsular) y los baladrales (Nerium oleander), formación vegetal común en los lechos de las ramblas y protegida por la Directiva Hábitat. (Vidal-Abarca Gutiérrez et al., 2002)

#### 1.1.4.2. TÉCNICOS

Hay varios factores que pueden influir en el diseño de la obra.

Uno de ellos sería la altura de coronación del azud de derivación. Una altura excesiva podría implicar un aumento en la cota de la lámina de agua y, a su vez, aumentaría el riesgo de inundación de los terrenos colindantes y del polígono industrial, situado en la margen derecha, “El Semolilla”. Una mayor cota en la lámina de agua en el azud se traduce también en una mayor carga hidráulica sobre la clave de los túneles de derivación lo que implicaría una velocidad excesiva de caudal en éstos y un mal funcionamiento. Además, en torno a un kilómetro aguas arriba del azud se hace paso a través del Río un puente cuyo tablero podría ejercer de control hidráulico elevando más el nivel de la lámina de agua. Esto, por otra parte, se traduciría en un aumento de las expropiaciones y, por ende, un aumento en el precio final de actuación.

#### ▪ EL CAUCE AGUAS ABAJO

Como se ha mencionado anteriormente, la rambla de Abanilla no desemboca en el Segura directamente, sino que pierde su cauce diez kilómetros aguas abajo del azud de derivación, a la altura de Benferri y Orihuela. No obstante, con la aprobación del “informe de viabilidad del proyecto de construcción de las obras de encauzamiento de la rambla de Abanilla al Río Segura”, éste problema se puede solventar.

Aunque, a priori, las grandes avenidas que se dan en esta rambla no se verían totalmente controladas con esta canalización (ya que la capacidad de este nuevo canal será de tan solo 170 m<sup>3</sup>/s, frente a los 1200 m<sup>3</sup>/s de la anterior crecida de 2019), sí que puede servir de gran ayuda para aquellos eventos hidrológicos de menor periodo de retorno.

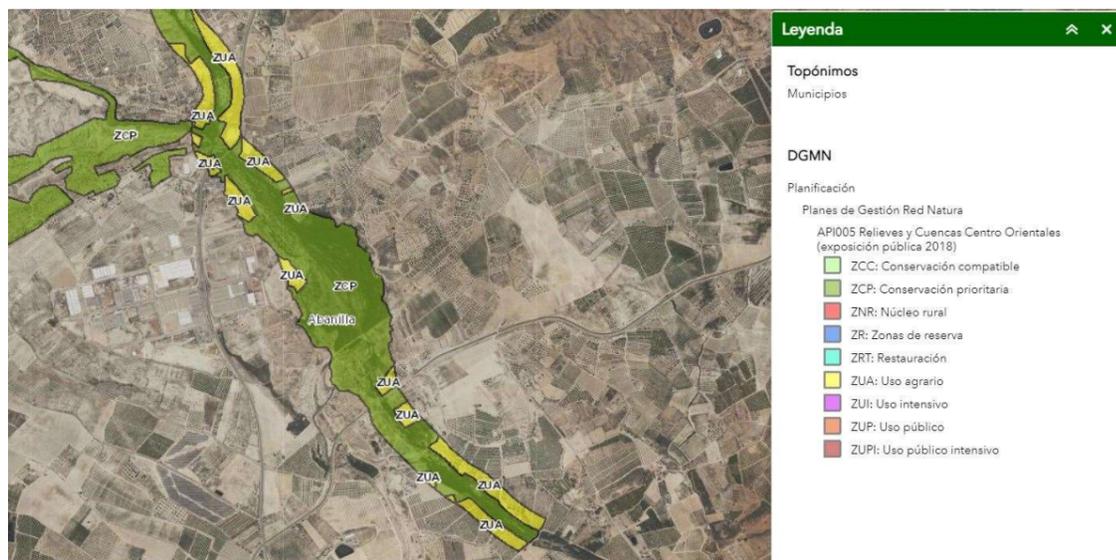


Figura 1.1.4.3. Vista aérea: Zona de Conservación Prioritaria. Río Chícamo. (Fuente: (IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia, 2019))

Como se ha podido ver en las anteriores figuras, el río Chícamo pertenece a la Red Natura 2000, red ecológica europea de áreas que vela por la conservación y mantenimiento de la biodiversidad. Además, se trata de un hábitat de conservación prioritaria y muy raro.



Es por esto por lo que se debe intentar ajustar el vertido aguas abajo del azud de derivación a la capacidad del canal de aguas abajo que se construirá en un futuro próximo. (Martínez Muñoz, 2009).

- OPTIMIZACIÓN DEL CANAL TRASVASE AZUD DE DERIVACIÓN – EMBALSE DE SANTOMERA

Del estudio de crecidas máximas realizado por Albentosa Hernández se puede deducir que, durante la crecida de septiembre de 2019, el problema del desbordamiento del canal no fue debido a su escasa capacidad si no a la del túnel de la figura 1.1.3.9, situado en el p.k. 5 + 616 respecto el origen.

Puesto que este estudio no está relacionado con la remodelación del tramo en túnel, se considerará en el diseño final de las infraestructuras de cabecera que dicho túnel no actúa como elemento de control hidráulico en el canal y su capacidad se ajusta a la del canal.

Dicho esto, para poder suministrar desde el azud el suficiente caudal al canal que permita optimizar su capacidad habría que actuar tanto en el azud como en los túneles de captación y en el arenero. Estos aspectos se verán posteriormente en el análisis de la solución adoptada.

- DESAGÜE DE FONDO

El RTSPE aprobado en el año 1996 exige, en materia de grandes presas, la existencia de, como mínimo:

- Dos desagües de fondo
- Dos órganos de cierre (de seguridad/aguas arriba y de control/aguas abajo)

Puesto que en este caso se trata de un azud de derivación, no habrá condicionantes en esta parte; si bien será necesario eliminar los posibles sedimentos que se puedan acumular al pie del azud mediante aliviadero fijo o móvil cuya cota de vertedero sea inferior a la del labio principal del azud.

- EXPROPIACIONES

Para ello habrá que tener en cuenta la curva de embalse que relaciona el volumen acumulado con la cota de la lámina de agua.

A menor volumen se embalse durante las avenidas, menor cota alcanzará la lámina de agua y menor serán las expropiaciones que se deban hacer. El volumen embalsado está, entre otros factores, relacionado con la altura de coronación del vertedero y su longitud. En el diseño, esto se deberá tener en cuenta.

## 1.1.5. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

### 1.1.5.1. LITOLOGÍA DE LA CUENCA

En toda la extensión de la cuenca destaca la presencia de materiales margosos con intercalaciones de yesos y otras sales. En la cabecera al pie de los relieves presentes son más comunes los depósitos cuaternarios formados principalmente por calizas y dolomías cuya fácil permeabilidad ha provocado la formación de peculiares geoformas en la cabecera del río Chícamo. (Camero, Egea y otros, s. f.)



Figura 1.1.5.1. Garganta del Cagel. Río Chícamo. (Fuente: (Wikiloc | Foto de El Río Chícamo y sus afluentes Mascosa y Zurca. Anthercas (2/6), 2018))

Por otro lado, en la zona media baja de la cuenca, es decir, en la zona de estudio abundan grandes espesores de estratos impermeables del terciario formados por margas y arcillas con alternancia

de arenas y conglomerados. En esta zona el cauce del río no es tan pronunciado como en la cabecera, siendo el ancho de éste en la zona de actuación de hasta 200 metros.

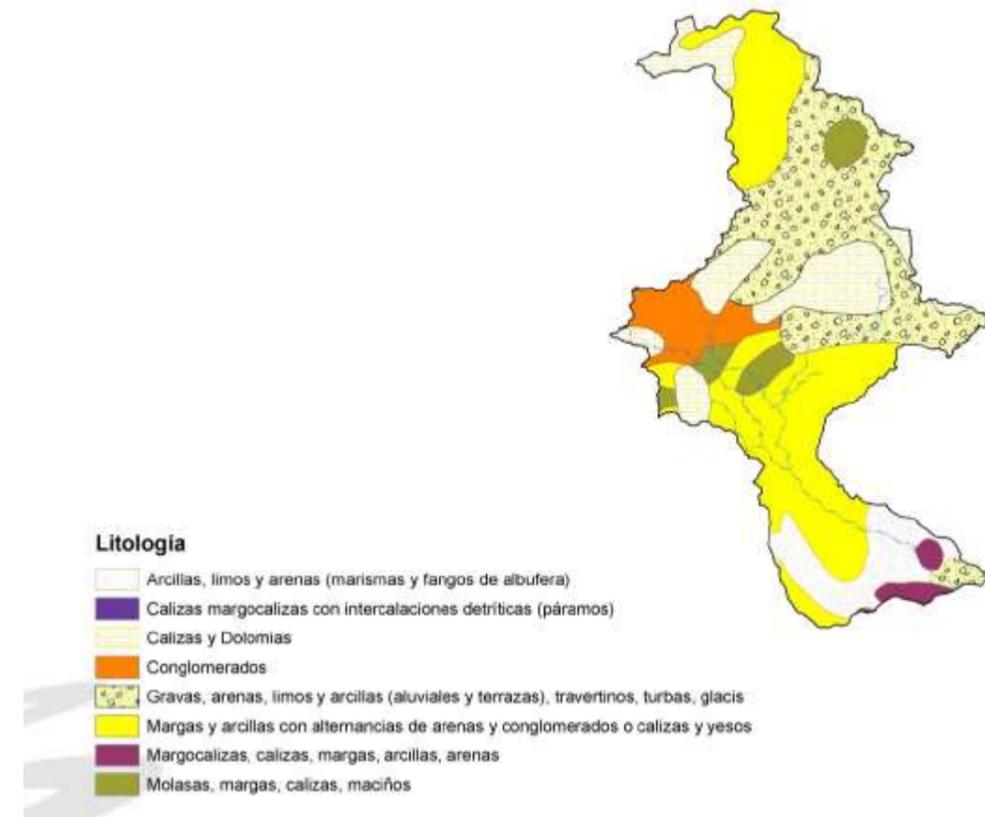


Figura 1.1.5.2. Litología. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.))

### 1.1.5.2. EDAFOLOGÍA

Según la publicación de Caero, Egea y otros, los suelos más presentes en la zona media baja de la cuenca de la rambla de Abanilla son:

- **Regosoles calcáricos.**

Son muy frecuentes en el sector medio de la cuenca, sobre las margas y arcillas que la colmatan. En cuanto al uso agrario, éste se encuentra reducido en esta rambla pues se presenta un problema de salinidad por lo que solo se cultivan aquellas especies resistentes a ésta.

### - Xerosoles cálcicos y gípsicos

Su presencia abunda en zonas áridas y semiáridas. Es por esto por lo que se encuentra en gran parte de la extensión de la Cuenca del Segura. En particular a la Cuenca de Abanilla, se localizan al pie de las sierras de Abanilla, Barinas y Quibas sobre depósitos cuaternarios procedentes de la erosión de las susodichas sierras.

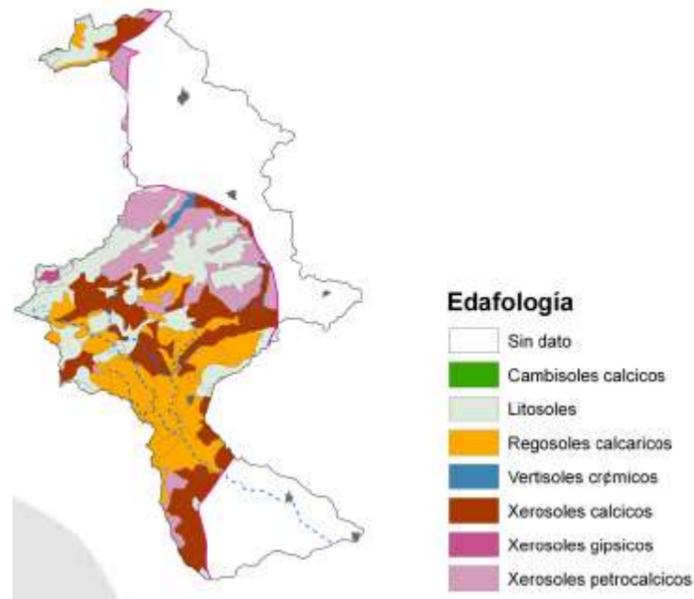


Figura 1.1.5.3. Edafología. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.))

### 1.1.5.3. ESTRATIGRAFÍA DE LA CERRADA

Cabe destacar que las conclusiones obtenidas no están basadas en ningún estudio geológico de la zona. Son conclusiones obtenidas a partir de fotos aéreas con información geológica, proporcionada por el IGME. A falta de sondeos o estaciones geomecánicas en la zona, gracias a la hoja 892 del IGME se ha localizado el afloramiento a ambos lados del cauce a la altura del azud de un estrato, supuestamente sinclinal, de margas del terciario perteneciente al Tortoniense con una potencia estimada en unos 600 m cuya base comporta niveles de calizas bioclásticas. Por procedimientos geométricos, detallados en el Anejo 01 "Geología y Geotecnia", se ha llegado a la conclusión de que el espesor de acarreos en el río sobre el estrato de margas impermeables es de alrededor 5 metros.

En cuanto a los parámetros geotécnicos, puesto que el azud se cimentará sobre el estrato margoso, se suponen unas características generales, tales que:

- Ángulo de rozamiento interno: 30°
- Cohesión del terreno: 15 Tn/m<sup>2</sup>.

### 1.1.5.4. USOS DEL SUELO

La clasificación existente distingue tres principales tipos de usos de suelo:

- **Zonas Urbanas:** con menor proporcionalidad de los tres, se presenta como el 4% de la superficie de la cuenca de la rambla de Abanilla. Este 4% refleja los núcleos de población más cercanos como Abanilla, Fortuna y Pinoso.
- **Zonas Naturales:** se sitúa en el medio de la clasificación con un 34% de extensión en toda la cuenca. Su escasez se ve potenciada por las condiciones climáticas y litológicas.
- **Zona Agrícolas:** las zonas dedicadas a cultivo ocupan el 63% de la superficie de la cuenca. Los cultivos más comunes son frutales en regadío en el tramo final del cauce y los de vid en la cabecera.

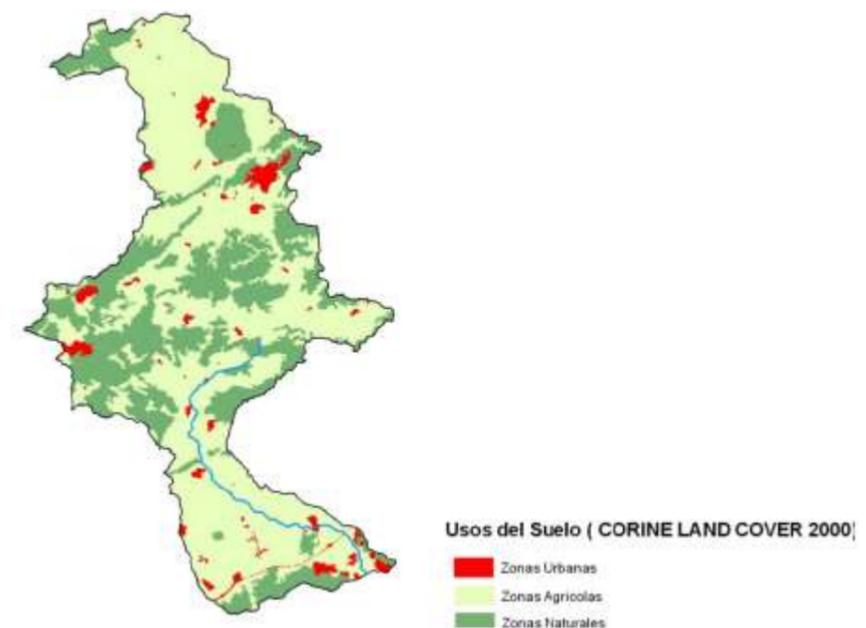


Figura 1.1.5.4. Usos del Suelo. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.))



### 1.1.6. LAMINACIÓN DE AVENIDAS

Cabe destacar que la laminación de avenidas se ha llevado a cabo gracias a los hidrogramas proporcionados en el estudio de avenidas realizado por Eduardo Albentosa Hernández.

Como en cualquier estudio de laminación de avenidas, es preciso conocer la curva de gasto de caudal de todos los elementos hidráulicos presentes y la caracterización del vaso del embalse para ver la fluctuación de la lámina de agua en el curso de la avenida.

Recurriendo a las herramientas proporcionadas por "IBERPIX" y del estudio previo de avenidas, se ha obtenido la curva del embalse que relaciona el volumen embalsado y la cota a la que se sitúa la lámina de agua.

Cota lámina de agua: H (msnm)	Superficie lámina de agua: S (ha)	Volumen de agua: V (hm3)
122	26.77	0
127	35.65	1.56
130	40.98	-

Figura 1.1.6.1. Tabla curva característica embalse. (Fuente: elaboración propia, 2021)

Como se puede deducir, la curva característica del embalse es prácticamente lineal: a mayor cota, mayor superficie y mayor volumen de agua embalsado.

Con esto se tiene que la ecuación de la curva característica que relaciona el nivel del agua con el volumen embalsado es:

$$\text{Altura en el embalse: } Cota\ agua = V_{total} * \left(\frac{1}{0.312}\right) + cota\ lecho\ río$$

Donde:

- $V_{total}$ : volumen total de agua acumulado aguas arriba del azud
- Cota lecho río: 122 msnm

A continuación, se adjuntan unas tablas que resumen los hidrogramas de distintos períodos de retorno:

Periodo de retorno (años)	Volumen Acumulado (m3)	caudal Pico m3/s
10	4,925,400	153
25	9,122,370	330
50	13,288,650	521
100	17,918,700	736
200	23,458,560	996
500	31,397,310	1374
sep-19	28,238,730	1194

Figura 1.1.6.2. Caudales acumulados hidrogramas. (Fuente: Albentosa Hernández, 2021)

La anterior figura representa los caudales que se acumularían aguas arriba del azud durante toda la crecida, en caso de que se produjera un 0% de laminación, y el pico de caudal que llega al azud desde el río Chícamo en cada uno de los periodos de retorno estudiados.

$$\% \text{ laminación} = \left( \left( 1 - \frac{\text{caudal desaguado}}{\text{Caudal embalsado}} \right) * 100 \right)$$

Como se puede observar, analizando sendas figuras, la capacidad de embalsar agua durante las avenidas es muy escasa. Es por esto por lo que se debe centrar el dimensionamiento del conjunto de la infraestructura en derivar el máximo caudal posible al embalse de Santomera y, a la vez, evitar que el nivel de la lámina de agua se eleve excesivamente.

Los principales órganos de desagüe se han dimensionado teniendo en cuenta lo siguiente:

- Para el periodo de retorno 50 años se debe garantizar que el pico de caudal no derivado a Santomera y, por tanto, desaguado al río Chícamo, no supere los 170 m<sup>3</sup>/s capaces de vehicular por el próximo canal a construir en el final del cauce del Río (Martínez Muñoz, 2009).
- No existe Nivel Máximo Normal. Solo se prevé el funcionamiento de las instalaciones en situaciones de crecida por lo que éste se establece en la cota del lecho del río aguas arriba del azud (122 msnm). Por tanto, se descarta la presencia de agua almacenada y el funcionamiento de los órganos de desagüe antes del inicio de cada avenida.

- El nivel máximo del agua que se puede alcanzar durante las avenidas en el azud se establece a la cota 126 msnm ya que a la 128 msnm es donde se dispondrán las instalaciones que regulan el funcionamiento de las compuertas de derivación y las del cuerpo del azud. Además, se ha tenido en cuenta la curva de gasto de los túneles de derivación (Anejo 02 “Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de captación”). A partir de la curva de gasto se obtiene que, a partir de la cota 126 msnm, el caudal derivado por los túneles comprometería la capacidad y el buen funcionamiento del canal y el resguardo de éste se agotaría.
- La cota máxima del nivel de agua, por tanto, será aquella que no comprometa la durabilidad, operabilidad y estabilidad de los órganos de desagüe.
- Se distinguen tres tipos principales de órganos de desagüe:
  - a) Los túneles de derivación serán los primeros en comenzar la laminación de las avenidas ya que todo el caudal entrante se irá derivando al embalse de Santomera. Cuando su capacidad e integridad se vea comprometidas se debe evitar la continua elevación de la lámina de agua por medio de órganos de desagüe móviles situados en el cuerpo del azud. Se prevé la construcción de un tercer túnel contiguo a los dos existentes de las mismas características.
  - b) Las compuertas del cuerpo de azud tendrán una capacidad máxima de desagüe adecuada a la del futuro canal situado aguas abajo del río Chícamo (170 m<sup>3</sup>/s). Su uso se reduce a avenidas de bajo periodo de retorno.
  - c) Por último, el labio principal del azud. Éste evitará una sobreelevación de la lámina de agua en grandes avenidas ya que dispondrá de gran capacidad de desagüe. Su longitud irá en función del nivel máximo de lámina de agua para un periodo de retorno de 500 años.

Cabe destacar que la definición de las características de los órganos de desagüe sigue un proceso iterativo en el que, a través de la simulación de crecidas de distinto periodo de retorno, se evalúa el comportamiento de los susodichos elementos de desagüe y su interacción con la fluctuación del nivel de la lámina de agua durante todo el evento hidrológico.

- Durante la laminación de la avenida se dispondrá de un control total sobre el caudal trasvasado al embalse de Santomera con capacidad para cortar el flujo trasvasado en cualquier momento. Esto se realizará cuando el nivel del agua en el embalse de Santomera sea excesivo y un aporte de caudal adicional pueda llegar a comprometer la estabilidad y seguridad de la presa de Santomera y sus órganos de desagüe.

El último paso para llevar a cabo una simulación de laminación de avenida consiste en obtener la curva de gasto hidráulico de los órganos de desagüe y que, a través de numerosas simulaciones se podrá obtener información sobre el funcionamiento global del conjunto de instalaciones. El cálculo hidráulico de los elementos de desagüe se detalla en el Anejo 02 “Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de captación”

A continuación, se adjunta una figura que resume el funcionamiento de cada uno de los órganos de desagüe durante todas y cada una de las crecidas proporcionadas por el estudio realizado por Albentosa, 2021.

T	V. A. E	Q.P. E	Q.P. S	V. A. T	Q.P.T	Máx Z	L
(años)	(m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	msnm	%
10	4,925,400	153	0	4,925,400	153	122.00	100
25	9,122,370	330	15	9,022,783	245	123.20	95
50	13,288,650	521	171	12,206,700	295	124.74	67
100	17,918,700	736	414	14,436,970	311	125.22	44
200	23,458,560	996	672	16,072,029	322	125.56	32
500	31,397,310	1374	1036	17,714,105	337	126.01	25
sep-19	28,238,730	1194	863	19,931,799	330	125.81	28

Figura 1.1.6.3. Tabla resultados laminación. (Fuente: elaboración propia, 2021)

Donde:

- T: periodo de retorno, expresado en años.
- V.A.E: volumen de agua acumulado entrante durante toda la avenida, expresado en m<sup>3</sup>.
- Q.P.E: caudal punta de entrada, expresado en m<sup>3</sup>/s.
- Q.P.S: caudal punta de salida desaguado por las compuertas y el vertedero principal al río, expresado en m<sup>3</sup>/s.

- V.A.T: volumen de agua acumulado trasvasado por los túneles al canal trasvase, expresado en  $m^3$ .
- Q.P.T: caudal punta desaguado por los túneles, expresado en  $m^3/s$ .
- Máx. Z: máxima cota que alcanza la lámina de agua en el azud durante la avenida, expresada en msnm.
- L: laminación de la avenida que relaciona el caudal punta desaguado al río y el caudal punta que llega al azud, expresado en porcentaje.

Empezando por el porcentaje de laminación, se corrobora la escasa capacidad de laminación del embalse e infraestructura en cuestión siendo sus niveles aceptables hasta periodos de 50 años donde, además, se puede observar cómo se agotaría la capacidad del futuro canal situado aguas abajo del azud. Esta falta de capacidad de embalse hace que a partir de avenidas de 50 años de periodo de retorno el caudal desaguado al río se dispare considerablemente; en tan solo un salto de 50 años en periodo de retorno (de T50 a T100) la laminación desciende un 23%.

En cuanto a la cota máxima de lámina de agua, en todas las avenidas se cumplen los resguardos mínimos recomendados por la GTSPE. Se observa hasta 1 m de resguardo hasta la coronación donde se sitúan las casetas que controlan las compuertas y demás instalaciones; 128 msnm. Por otro lado, la cota de la lámina de agua en T500 optimiza la capacidad del canal trasvase, donde se deriva a través de los túneles de derivación un caudal punta de  $337 m^3/s$  a una velocidad de 5.7 m/s (sería alarmante si superara los 6 m/s) por lo que se garantiza, además, la durabilidad y el buen funcionamiento de los túneles.

Para finalizar, hay que tener muy en cuenta la anterior premisa sobre la necesidad del control hidráulico sobre el flujo de agua trasvasado al embalse de Santomera durante las avenidas. En el Anejo 04 "Antecedentes. Crecida septiembre 2019" se detalla la situación del embalse de Santomera durante las avenidas en la rambla de Abanilla y su influencia en el embalse. A falta de información más precisa, no se recomienda sobrepasar los  $12 hm^3$  de caudal trasvasado al embalse de Santomera por motivos de resguardos y seguridad de la presa. Es por esto por lo que es imprescindible la colocación de compuertas de sector en la embocadura de los túneles de derivación y otra en el arranque del canal trasvase (transición arenero – canal trasvase). En caso de producirse esta situación, el arenero dispone de un aliviadero en su margen izquierda que vierte caudal de nuevo al cauce del río Chícamo aguas abajo del azud (ver figura 1.1.6.4).

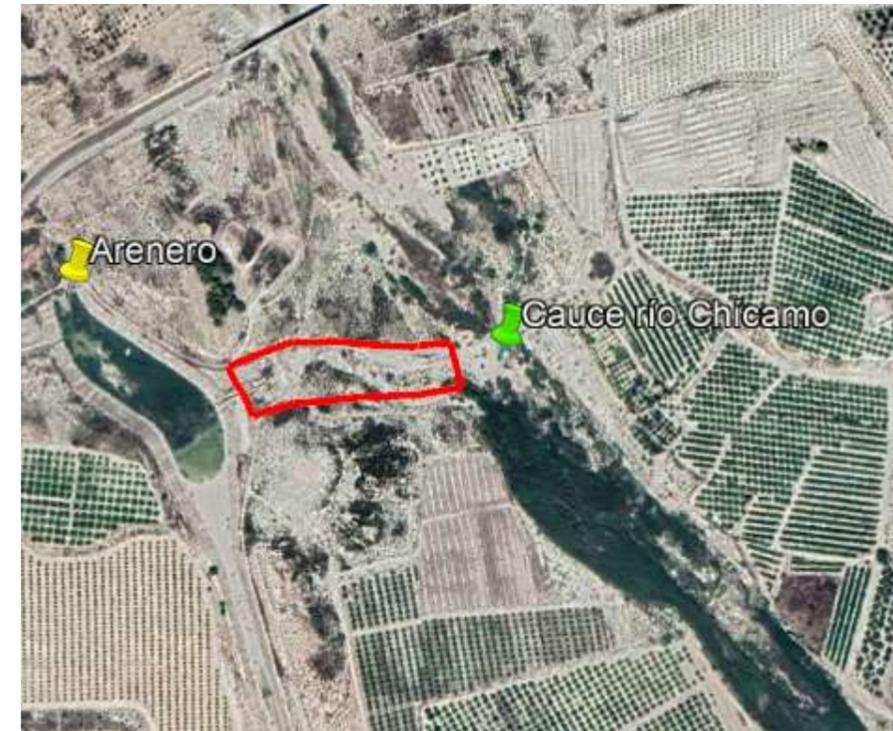


Figura 1.1.6.4. Vista aérea: aliviadero lateral del arenero. (Fuente: (Google Earth, 2021))

Las figuras relativas a la evolución de los caudales durante la crecida de 500 años, así como su reparto entre los distintos órganos de desagüe vienen recogidas en el Anejo 03 "Laminación de Avenidas" y N.º 05 "Diseño de Azud e Instalaciones".

### 1.1.7. DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Los elementos que intervienen en este proceso de diseño son: túneles de derivación, vertedero móvil (compuertas) del azud y vertedero fijo del mismo.

El primer elemento que comienza con la laminación de las crecidas que llegan al azud se trata del conjunto de túneles de derivación. La capacidad de embalse aguas arriba del azud (considerada como escasa) y los túneles de derivación son los principales elementos laminadores. Actualmente existen dos de ellos situados a la cota 117 msnm de sección casi circular con su clave a la cota 122 msnm. La capacidad de ambos con el nivel del agua hasta la clave es de unos  $87 m^3/s$  cada uno (ver Anejo 02 "Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de derivación").



Se considera que la capacidad de diseño de los túneles de derivación debe ir acorde con la del canal trasvase (340 m<sup>3</sup>/s). Es por esto que la construcción de un tercer túnel es imprescindible para la laminación de avenidas. Del Anejo 02 se deduce por tanto que, con tres túneles de derivación, la cota de la lámina de agua necesaria en la embocadura de éstos para optimizar la capacidad del canal trasvase se sitúa a 126 msnm.

Esto condiciona el diseño del azud pues se descartará aquél que durante la avenida de periodo de retorno 500 años, la lámina de agua supere los 126 msnm. Como se ha mencionado en el apartado 1.1.6. de laminación de avenidas, una cota superior a 126 msnm elevaría demasiado la velocidad del agua por los túneles pudiendo llegar a provocar erosión y abrasión en éstos por el arrastre de arenas y materiales sólidos. Un aumento en las pérdidas de energía específica en los túneles haría elevar la cota de la lámina de agua por lo que la ejecución de éste debe ser muy precisa.

Como conclusión, de cara al diseño de los túneles de derivación, éstos deben evacuar el máximo caudal posible (hasta agotar el resguardo del canal trasvase) con la menor carga hidráulica posible sobre la clave de su embocadura

El otro elemento situado en la cabecera es el azud. El RTSPE ((Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, s. f., Capítulo 15) exige en presas de hormigón la presencia de como mínimo dos órganos de desagüe de fondo. Estos órganos tienen la función de una laminación preventiva para rebajar el nivel de agua en el embalse antes de las crecidas y para liberar del fondo del embalse los posibles sedimentos que se acumulen en el pie de la presa.

Se integrará, por tanto, un tramo en el azud con compuertas de sector. El diseño de este tramo de vertedero controlado por compuertas viene definido por lo siguiente:

- Se dejará una distancia mínima de 2 m libres en el vertedero para evitar posibles obstrucciones por sedimentos.
- La cota del umbral del vertedero estará no muy alejada de la del lecho del río. Será suficiente baja como para hacer una limpieza de sedimentos del fondo del río y suficientemente elevada como para que la obstrucción por sedimentos no sea continua.
- En búsqueda de una infraestructura versátil en cuanto a avenidas de periodo de retorno, el tramo de vertedero móvil intervendrá en la laminación de avenidas de periodo de retorno medio; en aquellos cuyo caudal punta exceda la capacidad de desagüe de los túneles de derivación. A su vez, dispondrá de una capacidad de desagüe máxima de 170 m<sup>3</sup>/s ajustándose así al futuro encauzamiento a realizar al final de la rambla de Abanilla cuya

capacidad nominal es de 170 m<sup>3</sup>/s. Su funcionalidad se verá totalmente satisfecha para avenidas de entre 430 y 510 m<sup>3</sup>/s de caudal pico.

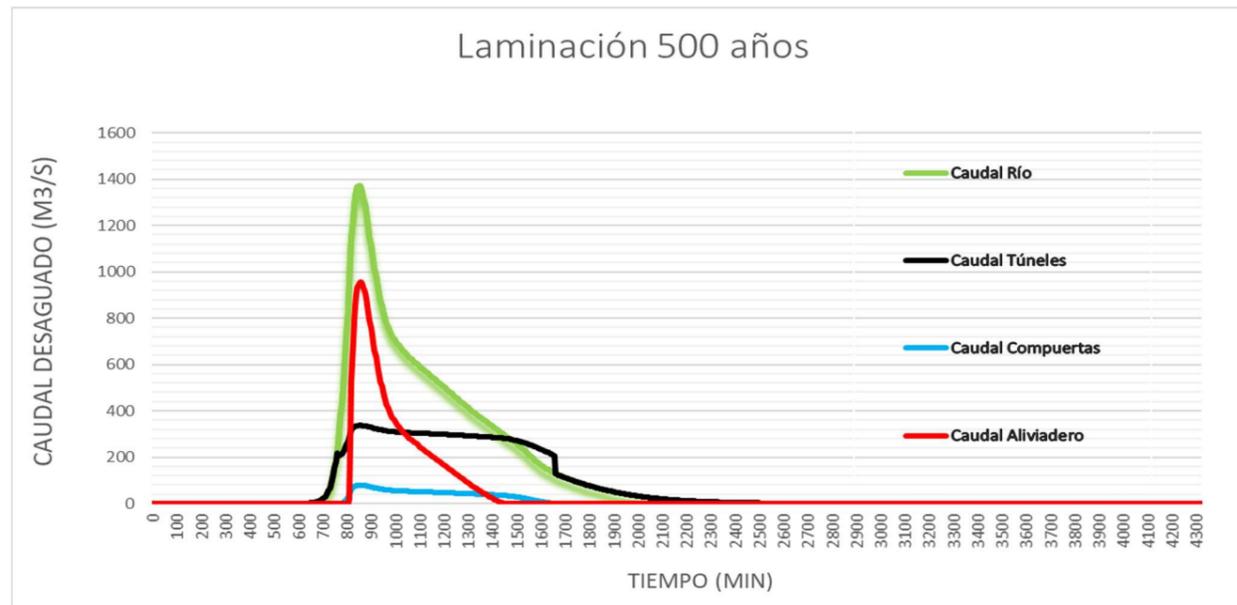
Para poder hacer frente a avenidas de gran periodo de retorno con caudales pico superiores a 510 hasta 1400 m<sup>3</sup>/s (Avenida de Proyecto, periodo de retorno 500 años), se diseña un azud con una gran longitud de vertedero. Las Avenidas con grandes caudales pico adoptarán un nivel de lámina de agua en el azud muy elevado. Para intentar solventar ese problema y evitar que sobrepase la cota 126 msnm, es necesario un vertedero con gran capacidad de desagüe.

La solución del diseño final de la infraestructura se basa en un proceso iterativo en el que se simulan avenidas de distinto periodo de retorno. En este proceso se ha ido variando las características del azud de derivación como: cota de umbral de vertedero fijo y móvil (compuertas), y longitud del labio del vertedero fijo y móvil. Como base se mantiene intacto la presencia de los tres túneles de derivación y la operabilidad del canal trasvase a su máxima capacidad (340 m<sup>3</sup>/s).

Siguiente el proceso iterativo, en una primera instancia se ha definido el umbral del vertedero fijo a la cota 124.3 msnm y el móvil a la 122 msnm y se ha ido modificando la longitud de ambos vertederos para ver el reparto de caudales y la fluctuación de la lámina de agua en el curso de las distintas avenidas.

A medida que se ha ido aumentando la longitud del tramo de compuertas, se observa un ligero descenso en la máxima cota de la lámina de agua durante la avenida como consecuencia de un vertido continuo desde casi el inicio de la avenida al tener la cota del umbral a la 122 msnm. No obstante, buscando una solución de compromiso entre eficacia y eficiencia económica, a menor longitud de tramo de compuertas más económico es el diseño.

Con las características de este diseño y con una longitud de vertedero fijo de 205.5 m y 6 m de móvil se tiene el siguiente hidrograma:



Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)	126.0116
Pico Caudal Túneles (m <sup>3</sup> /s)	337
Pico Caudal Desagüado al río (m <sup>3</sup> /s)	1036

Figura 1.1.7.1. Hidrograma Azud primeras iteraciones: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

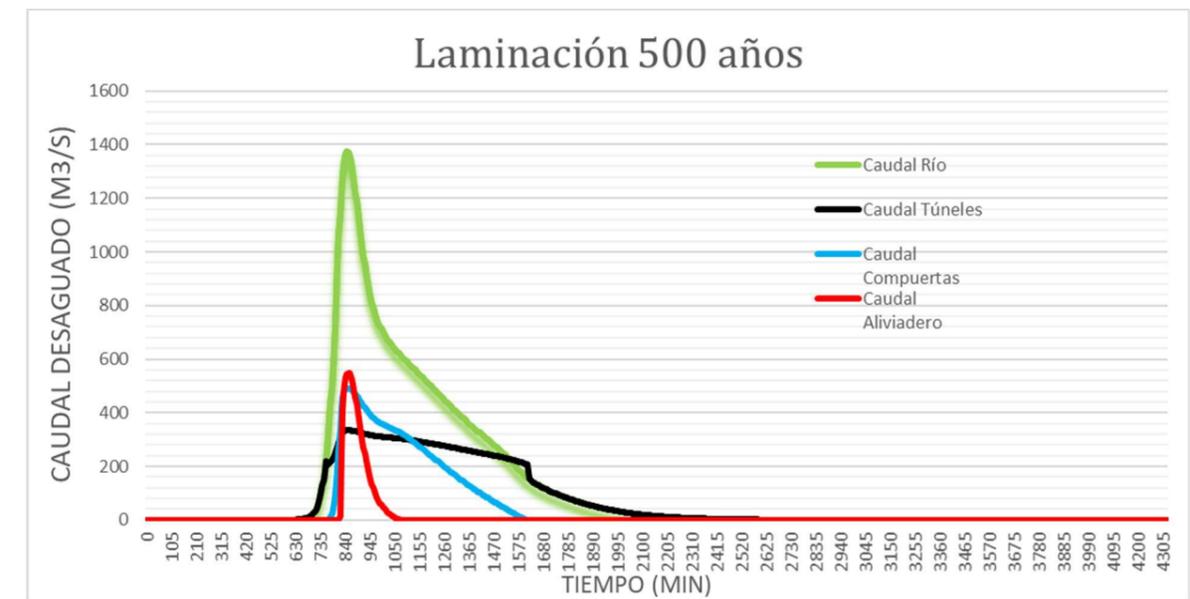
Se cumple por partida doble las condiciones más importantes:

- Cota de la lámina de agua igual o inferior a 126 msnm.
- Optimización del canal trasvase al embalse de Santomera con un pico de 337 m<sup>3</sup>/s (99% de su capacidad respetando los resguardos).

Contemplando otras opciones de diseño del azud, se ha ido elevando la cota del umbral del vertedero fijo. Como consecuencia, la capacidad de desagüe de éste disminuye para una misma longitud de vertedero fijo y la lámina de agua asciende considerablemente haciendo que los túneles de derivación deriven más de 340 m<sup>3</sup>/s. Visto esto, para intentar reducir la máxima cota que alcanza la lámina de agua manteniendo la cota del umbral del vertedero fijo y móvil de esta opción, es necesario aumentar la longitud de vertedero. Por la ecuación de descarga de un vertedero de labio fijo, a mayor longitud de vertedero mayor es la capacidad de desagüe y, por ende, se reducirá la cota de la lámina de agua.

Para diseños con más cota de umbral de vertedero que los anteriores, se necesita una gran longitud de vertedero, tanto fijo como móvil para conseguir los mismos resultados. Elevando la cota

del umbral del vertedero fijo a la 125 msnm y manteniendo la del vertedero de las compuertas, obliga a elevar la longitud del vertedero fijo a 300 m y el móvil a 31.5 m. De esta forma, la lámina de agua asciende hasta la cota 125.94 y se optimiza el 98% de los túneles de derivación.



Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)	125.9377
Pico Caudal Túneles (m <sup>3</sup> /s)	334
Pico Caudal Desagüado al río (m <sup>3</sup> /s)	1039

Figura 1.1.7.2. Hidrograma Azud: cota de vertedero fijo aumentada. Periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

En cuanto al reparto de caudales de los órganos de desagüe la opción de la figura 27 tiene un reparto de caudales un tanto desequilibrado en cuanto a la capacidad de cada elemento. Se reparte la misma cantidad de caudal punta tanto para el vertedero fijo como para el móvil teniendo el móvil de 10 veces menos de longitud de vertedero. Se encuentra, entonces, desaprovechados los 300 m de vertedero fijo.

En el otro diseño no se da esta situación. Para el desagüe de mayor capacidad (vertedero fijo) se reparte gran parte de la punta de la avenida mientras que las compuertas tienen una función complementaria en estos periodos de retorno con caudales punta elevados.

Con estas iteraciones se expone dos formas distintas de obtener los objetivos propuestos: la optimización del canal trasvase y el control de la cota de la lámina de agua por caminos distintos. Se concluye con la elección de la primera opción considerándose respecto a la segunda como más eficiente hidráulica y económicamente.

Tras este proceso iterativo se ha llegado a la siguiente conclusión:

La remodelación de las infraestructuras existentes consiste en lo siguiente:

- Demolición muro vertical existente que corta transversalmente el cauce del río.
- Construcción de un azud compuesto por dos tipos de vertedero: fijo y móvil.
- Construcción de un tercer túnel de derivación paralelo a los existentes.
- Recrecimiento de las paredes del arenero mediante la excavación de la solera del mismo.
- Otras instalaciones.

El azud está compuesto por un vertedero de labio fijo de 205.5 m de longitud y un vertedero móvil de 6 m de longitud de vertedero regulado por dos compuertas radiales de 3x5 m. El cuerpo del vertedero, tanto el fijo como el móvil, presenta un talud 0.1 m en horizontal por cada metro en vertical en su paramento de aguas arriba mientras que en el de aguas abajo dispone de un talud 0.8 m en horizontal por cada metro vertical. El hecho de que el paramento aguas arriba no sea totalmente vertical se debe a motivos de estabilidad tensional. De esta forma, la resultante vertical del peso propio del azud se desplaza hacia aguas arriba y con esto, se evita de cierta forma la aparición de posibles tracciones en el pie de aguas arriba.

El vertedero fijo está separado de las compuertas por un muro que actúa como cajero que se prolonga hasta el final del cuenco de amortiguación. Las compuertas están separadas entre sí por una pila hidrodinámica con forma elíptica en su parte de aguas abajo y circular en la de aguas arriba para evitar las pérdidas de flujo por contracción de la lámina de agua. Ésta pila central no se prolonga hasta el final del cuenco de amortiguación ya que su finalidad es, simplemente, servir de apoyo a los brazos de las compuertas.

Las compuertas Taintor son compuertas radiales de radio de giro 5 m que se anclan mediante dos brazos metálicos a cada lado del vertedero. Estas compuertas trabajan a compresión y transmiten muy bien la carga a las pilas gracias a su forma circular. El conjunto muros cajeros y pila

hidrodinámica servirá, a su vez, de elemento de paso para una losa de hormigón de 5 m de ancho que facilitará la accesibilidad a las compuertas para la correcta auscultación de éstas.

El perfil del vertedero fijo sigue un perfil Creager adaptado a una altura de lámina de agua sobre umbral de 1.71 m (N.A.P – umbral vertedero) mientras que el vertedero de compuertas se adapta a una altura de agua sobre umbral de 4.01 m. Ambos vertederos, de perfil Creager, tienen su paramento de aguas abajo tangente a un talud de 0.8 m en horizontal por cada metro en vertical. El fijo vierte sus aguas a un cuenco amortiguador de 20 m de largo con un radio de transición de 3.35 m mientras que el vertedero con compuertas tiene asociado un cuenco de amortiguación de mayor longitud, 25 m, conectado con un radio de transición de 5.12 m.

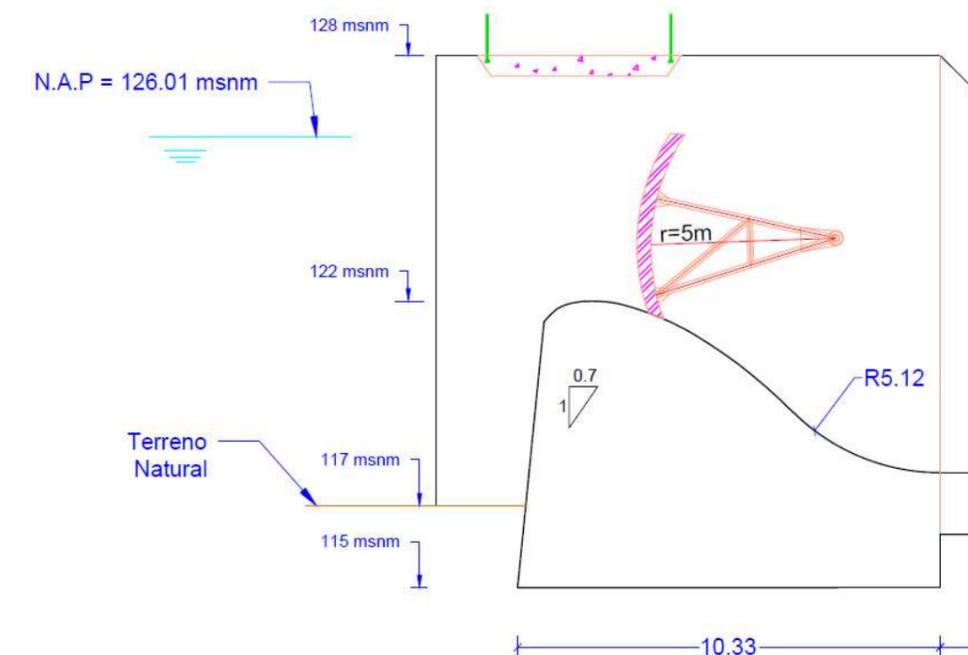


Figura 1.1.7.3. Sección vertedero móvil. (Fuente: elaboración propia, 2021)

Justo al terminar los cuencos de amortiguación, la transición de los caudales al río se efectúa por medio de una capa de escollera que evitará una excesiva pérdida de energía cinética y una consecuente socavación del lecho del río.



Situado en la margen derecha se encuentra el nuevo túnel, regulado al igual que los otros dos por una compuerta de sector, contiguo al cajero del vertedero móvil. Será un túnel que se ejecutará con encofrado curvo durante sus 555.16 metros de longitud con las mismas características que los dos existentes (19.72 m<sup>2</sup> de área y con una pendiente constante de 0.0018). Es importante que exista una buena transición en su desembocadura con el arenero para reducir al máximo las pérdidas de energía cinética que reduzcan la cantidad de caudal desaguado por metro de carga hidráulica sobre la clave del túnel.

El arenero, situado en la desembocadura de los túneles de derivación, actualmente tiene una longitud de 255 m y talud 2H:3V llegando su coronación hasta la cota 122 msnm. En una avenida de periodo de retorno de 500 años la cota de la energía del agua asciende hasta la 122.3 msnm. Para que cumpla con un resguardo suficiente, se excavará su lecho mediante métodos mecánicos. Además, se garantizará un buen acceso para maquinaria que permita un mantenimiento del lecho de éste que, a menudo, induce a la contracción del flujo con su correspondiente sobreelevación de la lámina de agua.

En el final del arenero y arranque del canal trasvase, con motivo del control hidráulico sobre el caudal trasvasado al embalse de Santomera, se colocará una compuerta tajadera que, en caso de accionarse, interrumpiría por completo la alimentación de caudal al canal.

Por último, en la margen derecha sobre los túneles de derivación se situarán las casetas dedicadas a manejar las compuertas tanto de los túneles de derivación como las del azud y la del arranque del canal trasvase. Las instalaciones se localizan a la cota 128 msnm con un resguardo de 1 m respecto N.A.P junto con las sobreelevaciones del oleaje en situación de avenida.

## 1.1.8. CÁLCULOS COMPROBATORIOS

### 1.1.8.1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

La metodología y comprobaciones en las que se evalúa el correcto funcionamiento de los elementos hidráulicos vienen recogidos en el Anejo 02 "Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de derivación" y el N° 06: "Cálculo Hidráulico 2. Cuenco de amortiguación". No obstante, a continuación, se expondrá los resultados más relevantes.

Se empieza obteniendo la curva de gasto hidráulico en los túneles de derivación ya que esta información es imprescindible de cara a la simulación de laminación de avenidas. Para ello es necesario obtener la ecuación de descarga de cada elemento hidráulico que intervenga en la laminación. Por un lado, se tienen los vertederos de labio fijo con perfil creager (uno regulado por compuertas) que se rigen bajo la misma ecuación:

$$Caudal\ vertido = K * L * h^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

h = Energía específica medida desde el umbral de vertedero = cota lámina agua

L = Longitud útil del vertedero

K = Coeficiente de desagüe; 2.09

Otro órgano de desagüe que interviene en la laminación es el túnel de derivación. La obtención de la ecuación de desagüe viene recogida en el Anejo 02 "Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de derivación". Finalmente, se obtiene la mencionada ecuación que relaciona la cota del nivel de agua en la embocadura del túnel con el caudal desaguado por éste.

$$Q \left( \frac{m^3}{s} \right) = 286 \text{ m}^3/s + \left( \frac{\left( 392 \frac{m^3}{s} - 286 \text{ m}^3/s \right)}{(127.7 \text{ msnm} - 124.461 \text{ msnm})} \right) * (cota_{agua} - 124.461 \text{ msnm})$$

De esta ecuación se obtiene la siguiente figura, de la que se puede deducir el propio funcionamiento de los órganos de desagüe en presión, a diferencia de los de vertido libre: la variación del caudal desaguado es muy baja ante grandes variaciones de nivel de la lámina de agua sobre la clave del túnel.

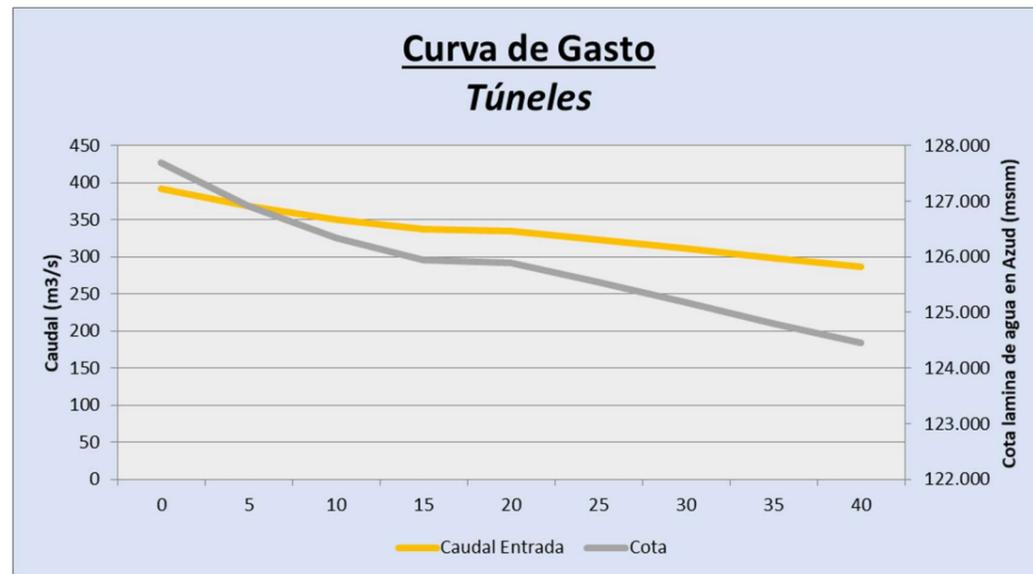


Figura 1.1.8.1. Gráfica curva de gasto túneles: Cota-caudal (Fuente: elaboración propia, 2021)

Una vez se dispone de esta curva de gasto y de la todos los elementos de desagüe, ya se puede comenzar con la simulación de laminación de avenidas.

El siguiente elemento hidráulico a dimensionar es la estructura dedicada a la disipación de la energía. El agua vertida por el azud al cauce aumenta considerablemente su velocidad tras su paso por el vertedero y puede llegar a producir en el lecho del cauce fenómenos como cavitación y erosión.

Entre los tipos de estructuras de disipación de energía existentes, finalmente se ha optado por la construcción de un cuenco amortiguador sobreexcavado simple sin dispositivos extra de disipación de energía como dientes o azud. Con los datos proporcionados por la simulación de avenidas como el nivel de la lámina de agua en el vertedero y el reparto de caudales entre el vertedero fijo y las compuertas se ha podido llevar a cabo el dimensionamiento del citado elemento hidráulico.

Por último, hay que destacar que se ha ajustado en todo lo posible las energías tanto del resalto hidráulico como la del río aguas abajo del azud. Para estar del lado de la seguridad y tener el resalto hidráulico controlado, la energía total tras el resalto hidráulico es ligeramente menor que la del río y, además, se ha redondeado al alza un 10% la longitud del cuenco.

Finalmente, se obtiene que, el cuenco de amortiguación del vertedero de labio fijo es de 20 m (distancia entre la junta transversal que separa el cuerpo de vertedero y el inicio del cuenco y entre el escalón de transición al río) y el de las compuertas de 25 m; ligeramente mayor debido a que la altura de agua sobre vertedero es mucho mayor en las compuertas que en el labio fijo.

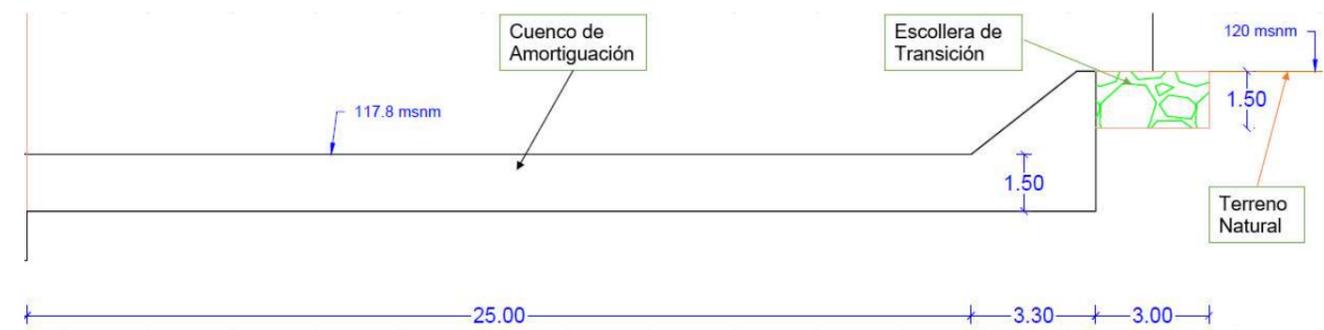


Figura 1.1.8.2. Sección: cuenco amortiguador del vertedero móvil (Fuente: elaboración propia, 2021)

El cuenco de 20 m de longitud alberga un resalto hidráulico estable ( $4.5 < \text{número de Froude} < 9$ ) y el de 25 m; oscilante (número de Froude  $< 4.5$ ). No obstante, ambos se encuentran perfectamente controlados.



### 1.1.8.2. RESGUARDOS

La comprobación de los resguardos se ha hecho teniendo en cuenta la Guía Técnica en Presas de hormigón. No obstante, la única comprobación a realizar es la siguiente:

- Nivel de Coronación > Nivel de Avenida de Proyecto + Altura de ola (NAP)
- Nivel de coronación: 128 msnm
- Nivel de Avenida de Proyecto: 126.01 msnm
- Altura de ola (NAP): 1 m, calculada en el Anejo 07 "Cálculo estabilidad y tensional"

Por tanto, se cumple el resguardo mínimo.

### 1.1.8.3. CÁLCULOS ESTABILIDAD Y TENSIONALES

En cuanto a la evaluación de la estabilidad del azud, se ha comprobado su seguridad frente a vuelco y deslizamiento. Además, se ha obtenido las tensiones que se producen en el plano de cimentación durante la laminación de la avenida de 500 años de periodo de retorno. La hipótesis que se ha considerado es la siguiente:

- Empuje hidrostático relativo a al N.A.P junto con la sobreelevación del oleaje en situación de avenida.
- Subpresión del 10% referido al N.A.P con la S.O.A. Se considera esta reducción de la subpresión por motivos temporales ya que es insuficiente el tiempo de crecida como para que el agua se pueda infiltrar hasta el plano de cimentación estando éste encajado en el estrato margoso impermeable.
- Empuje de sedimentos con periodo de retorno de 100 años.
- Se ha descartado el oleaje debido al sismo ya que no existe un embalse permanente aguas arriba del azud que pueda transmitir la fuerza del oleaje debido a los sismos. Además, la posibilidad de que haya un sismo durante un episodio de avenida de 500 años de periodo de retorno es prácticamente nula.
- Peso propio del azud y del agua sobre éste.
- Ecuación de cantidad de movimiento.

El cálculo de lo mencionado anteriormente se ha dividido en dos secciones: una relativa al cuerpo de vertedero de labio fijo de 205.5 m y otra al conjunto que engloba las compuertas con su pila central y los dos muros cajeros en sus extremos.

Considerando los aspectos mencionados, en el tramo del vertedero fijo se obtiene:

- Tensión en el pie de aguas arriba:  $1.256 \text{ T/m}^2 > 0$
- Tensión en el pie de aguas abajo:  $43.79 \text{ T/m}^2 > 0$
- Coeficiente de seguridad frente a vuelco:  $M \text{ estabilizador} / M \text{ vuelco} = 2.15$

Mientras que en el tramo de compuertas:

- Tensión en el pie de aguas arriba:  $7.21 \text{ T/m}^2 > 0$
- Tensión en el pie de agua abajo:  $35.88 \text{ T/m}^2 > 0$
- Coeficiente de seguridad frente a vuelco:  $M \text{ estabilizador} / M \text{ vuelco} = 3.96$

Por último, se ha realizado la comprobación de deslizamiento utilizando los siguientes coeficientes de la Guía Técnica de Seguridad de Presas y Embalses N°2:

- o F1: 1.1
- o F2: 3

**COEFICIENTES DE SEGURIDAD RESPECTO AL DESLIZAMIENTO (Guía Técnica N2)**

SITUACION	Clasificación de la Presa					
	A		B		C	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
NORMAL	1,5	5	1,4	5	1,4	4
ACCIDENTAL	1,2	4	1,2	3	1,1	3
EXTREMA	>1	3	>1	2	>1	>1

Figura 1.1.8.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento (Fuente:(Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.))



### 1.1.9. VALORACIÓN ECONÓMICA

Aplicando la condición de no desplazamiento:

$$Eh < Ev * \frac{tg(\varphi)}{F1} + \frac{B * C}{F2}$$

Donde:

- Eh: empuje horizontal.
- Ev: empuje vertical.
- $\varphi$ : ángulo de rozamiento interno del terreno.
- B: ancho de la sección del vertedero
- C: cohesión del terreno

En el tramo de labio fijo se obtiene:

$$17221088.2 \text{ N/m} < 3172278.113 \text{ N/m}$$

Se cumple la condición de no desplazamiento.

Y en el tramo de compuertas:

$$754858.17 \text{ N/m} < 1888361.06 \text{ N/m}$$

También se cumple la condición de no desplazamiento.

En el Documento nº 3 se incluye la valoración económica de las actuaciones a realizar con sus mediciones y precios respectivos. En este apartado se adjuntará un resumen como presupuesto de la obra a presentar a la Administración.

#### RESUMEN DE PRESUPUESTO

CAPITULO	RESUMEN	EUROS	%
01	<b>AZUD</b> .....	3,908,154.16	61.83
02	<b>TÚNELES DE DERIVACIÓN</b> .....	1,495,820.19	23.66
03	<b>ARENERO</b> .....	916,903.65	14.51
<b>TOTAL EJECUCIÓN MATERIAL</b>		<b>6,320,878.00</b>	
	19.00 % GG + BI.....	1,200,966.82	
	21.00 % I.V.A. ....	1,579,587.41	
<b>TOTAL PRESUPUESTO CONTRATA</b>		<b>9,101,432.23</b>	
<b>TOTAL PRESUPUESTO GENERAL</b>		<b>9,101,432.23</b>	

Asciende el presupuesto general a la expresada cantidad de NUEVE MILLONES CIENTO UN MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y DOS EUROS con VEINTITRES CÉNTIMOS.

Teniendo en cuenta las EXPROPIACIONES a realizar, estimadas en SESENTA Y SIETE MIL DOSCIENTOS EUROS, el Presupuesto para conocimiento de la Administración asciende a la expresada cantidad de NUEVE MILLONES CIENTO SESENTA Y OCHO MIL SEISCIENTOS TREINTA Y DOS EUROS con VEINTITRES CÉNTIMOS.

Las expropiaciones están compuestas por 0.7 ha de plantaciones de cítricos valorados en 50000 €/ha y 1.61 ha de secano, valorado en 20000 €/ha.



### 1.1.10. CONCLUSIONES

Gracias al estudio de crecidas máximas proporcionado por Albentosa Hernández, se ha podido comprender el papel que desempeña la infraestructura estudiada en los episodios de crecidas. Teniendo como referencia la dana de 2019, el azud de derivación cumple un papel crucial por su influencia tanto aguas abajo en las poblaciones de Benferri, Orihuela y alrededores como en el embalse de Santomera.

Su influencia en las poblaciones situadas aguas abajo se traduce en riesgo de inundaciones ante la falta de un cauce natural o artificial que vehicule el agua vertida por el azud, mientras que cuando se trata del embalse de Santomera es la seguridad de la presa la que está en juego, pues hace que el nivel del agua ascienda a niveles comprometedores.

A la trascendencia de esta infraestructura se le añade la obsolescencia de algunos elementos de la misma. Es por esto que en el diseño final se ha intentado conservar y potenciar aquellos elementos cuya funcionalidad se considera válida como: túneles de derivación, arenero y canal trasvase. De esta forma, se reducen aspectos relativos al impacto ambiental y socioeconómicos.

Se considera el diseño final como eficiente y conservador. Tras numerosas iteraciones simulando avenidas de distintos periodos de retorno se ha encontrado tal solución que optimiza y mejora el funcionamiento de los elementos que componen todo el conjunto hasta un periodo de retorno medio. Sin embargo, hay que tener presente que el presente estudio se ha llevado a cabo sin campañas geotécnicas en la cerrada que corroboren lo supuesto en el Anejo 01 "Geología y Geotecnia" y sin modelos reducidos de los elementos de desagüe que representen el comportamiento de las líneas de flujo en la realidad así como fenómenos de difícil cuantificación como la turbulencia. Por lo tanto, de cara al proyecto constructivo estos aspectos deben fundamentarse en lo anteriormente dicho para reducir la incertidumbre todo lo posible.

Para periodo de retorno más elevados como 200 o 500 años no hay que olvidar que los recursos actuales son insuficientes para paliar posibles inundaciones en el final del cauce de la rambla de Abanilla. Aunque el nuevo encauzamiento sea capaz de vehicular  $170 \text{ m}^3/\text{s}$ , comparado con el pico de  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  resalta la necesidad de complementación con otras actuaciones orientadas a periodos de retorno significativos. No obstante, en comparación con la infraestructura existente, el nuevo diseño presenta una mayor versatilidad en cuanto a rangos de periodo de retorno y una mayor laminación.

Atendiendo lo expuesto y, en concreto, a la valoración económica se presenta la solución como válida económica, técnica, ambiental y socialmente.





## 1.2. ANEJOS A LA MEMORIA

## 1.2.1. ANEJO 01. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.

En este anejo se tratará todos los temas medioambientales que definen el ecosistema de la cuenca de la rambla de Abanilla incidiendo, especialmente, en los tramos de cabecera del río Chícamo y en la zona de actuación situada en la zona media baja de la susodicha cuenca. Gran parte de la información obtenida, a excepción de la estratigrafía de la cerrada se ha obtenido de la publicación de Camero, Egea y otros, pertenecientes a la Confederación Hidrográfica del Segura.

### ENCUADRE FÍSICO

La cuenca de la rambla de Abanilla se encuentra en el noreste de la cuenca del Segura (ver figura 1.2.1.1) abarcando superficie tanto de la Comunidad valenciana como de la Región de Murcia. Su tramo de cabecera se inicia a la altura del pueblo de Pinoso y desemboca aguas abajo del azud de derivación, entre Benferri y Orihuela. Al norte está delimitada por la sierra del Carche, al Sur; por la sierra de Orihuela, al este; por las de Crevillente, Abanilla y Recalt y al oeste; por las de la Pila y del Baño. Su extensión total alcanza los 453 km<sup>2</sup>.

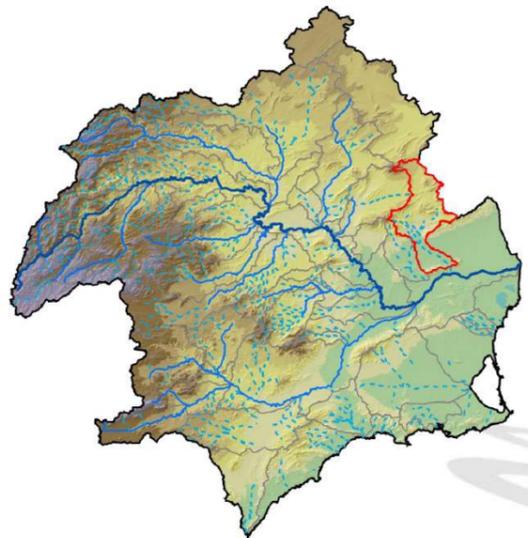


Figura 1.2.1.1. Cuenca rambla de Abanilla (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.))

## CLIMATOLOGÍA

En líneas generales la cuenca presenta un clima Mediterráneo continental. Se presenta como de las cuencas más secas y cálidas de todas las que conforman la Cuenca del Segura ya que las

temperaturas mínimas nunca son negativas y las máximas pueden llegar a superar los 40° C si bien la temperatura en la cabecera es generalmente menor que en la zona media baja. La precipitaciones tienen un valor medio inferior a 300 mm en gran parte de la cuenca y conforme nos acercamos a la cola su valor medio disminuye. Las precipitaciones tienen un régimen torrencial bastante marcado a lo largo del año en el que sus picos suelen agruparse en otoño y primavera.

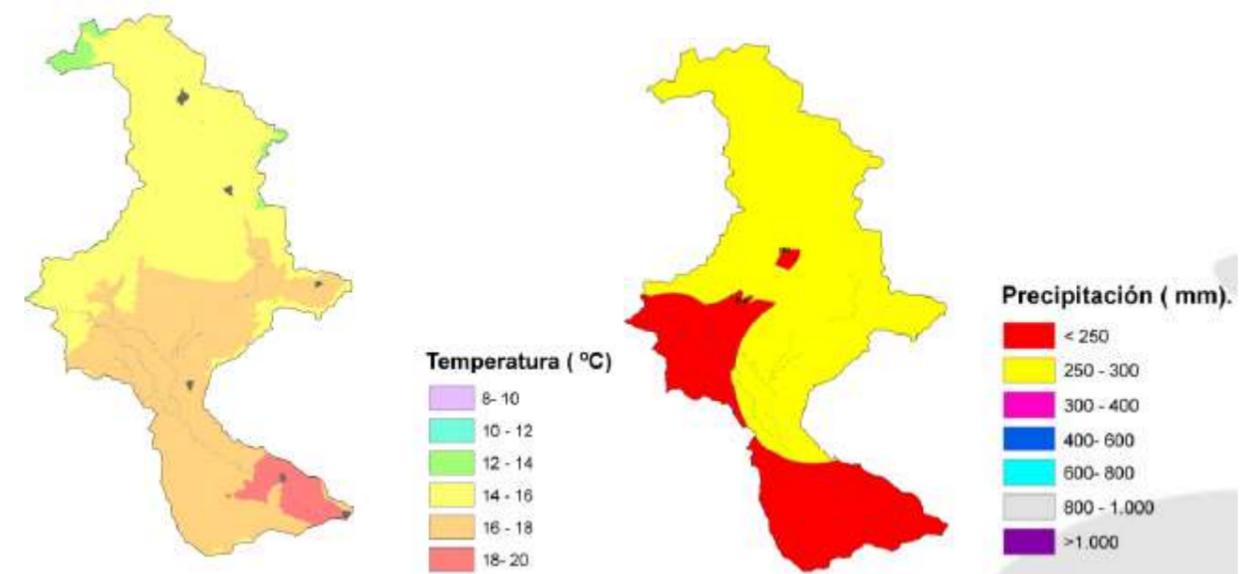


Figura 1.2.1.2. Cuenca rambla de Abanilla: Temperatura y Precipitaciones (Fuente:(Camero, Egea y otros, s. f.))

## HIDROLOGÍA

### - Superficial

El colector principal que recoge las aguas de escorrentía es la Rambla de Abanilla. A lo largo de la cuenca, desde la cabecera hasta la desembocadura, el principal afluente de ésta lo conforma el río Chícamo que recoge la escorrentía de las diversas ramblas que encuentra a su paso (Zurca, Balonga, Mahoya, Agudo y Canelas). El nacimiento de este río, en Macisvenda, se debe a la

presencia de varios manantiales con techo formado por rocas permeables del cuaternario detrítico y muro de calizas del terciario impermeables. Gran parte del agua del acuífero que alimenta el río Chícamo se destina a uso agrícola donde, por medio de sistemas de canalización, se distribuye a

ambas márgenes del Río (Mahoya y Sahués). Por último, se adjunta una figura que representa el perfil longitudinal de la rambla de Abanilla, desde la cabecera hasta su desembocadura en Benferri.

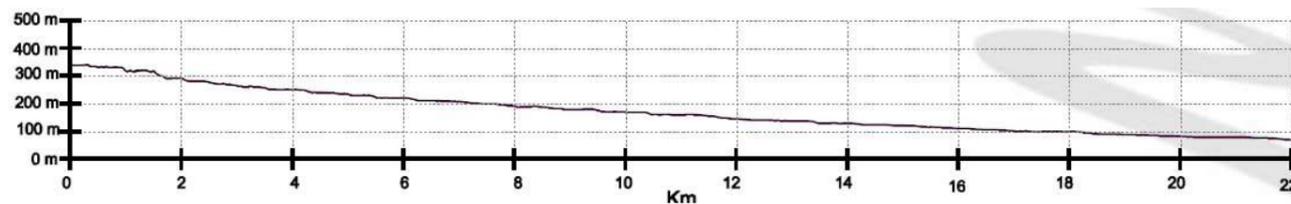


Figura 1.2.1.3. Perfil Longitudinal rambla de Abanilla (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.))

#### - Subterránea

En cuanto a las formaciones subterráneas, no hay constancia de su presencia en la zona de actuación. A parte de la ya mencionada Quibas, responsable del nacimiento del río Chícamo, destacan por proximidad la unidad hidrogeológica de los Baños de Fortuna y de la Vega media y baja del Segura.

La unidad de la Vega media y baja del Segura aparece en el tramo bajo de la cuenca. Destaca la presencia de gravas, gravillas y margas del Cuaternario aluvial con espesores de más de 300m que dan lugar al acuífero profundo.

## FLORA Y FAUNA

La flora presente en la rambla de Abanilla es de gran variedad debido al intensivo uso agrícola que se le ha dado a la mayor parte del suelo.

En la mayor parte del tramo fluvial donde se le asocian a éste numerosas ramblas, destaca las formaciones de saladar: baladres de *Nerium oleander*, palmeras de rambla (*Phoenix iberica*) y herbazales subacuáticos (*Zannichellia pedunculata*).

También se presenta en abundancia matorrales termomediterráneos como: tomillar (*Thymus moroderi*) y el rabogato (*Sideritis leucantha* subsp. *leucantha*).

En cuanto a la fauna, existen numerosas especies que hacen que este lugar esté considerado como de especial protección y de interés comunitario.

De entre los mamíferos destaca la presencia de quirópteros: el murciélago de cueva (*Miniopterus schreibersii*), murciélago ratonero mediano (*Myotis blythii*), murciélago ratonero grande (*Myotis myotis*) y murciélago grande de herradura (*Rhinolophus ferrum-equinum*).

En la zona de actuación no hay presencia de especies protegidas. La gran mayoría se dispersan por la zona alta de la cuenca. La ictiofauna que se puede encontrar en la cabecera del río Chícamo es la siguiente: barbo gitano (*Barbus sclateri*), gambusia (*Gambusia holbrooki*) y el Fartet (*Aphanius iberus*), una de las especies más amenazadas de la Cuenca del Segura cuya población se reduce al río Chícamo.

A pesar de que la presencia de flora y fauna protegida se limite a otras zonas de la Rambla distinta de la zona de actuación, se considera todo el cauce del río Chícamo como LIC y ZCP además de pertenecer a la Red Natura 2000.

## GEOLOGÍA DE LA CERRADA

Para la caracterización geológica de la cerrada en la que se sitúa el azud se ha recurrido, a falta de información o estudios geotécnicos realizados en la zona, a los mapas geológicos proporcionados por el Instituto Geológico y Minero de España (*Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.*).

La siguiente figura ilustra el mapa geológico relativo a la hoja 892 (escala 1:50000) a través de la que se puede obtener información sobre: la Cuenca de Fortuna, el macizo Prebético, el Subbético y la Unidad del Monte Alto-Sierra de Abanilla. En concreto la zona que se pretende analizar se encuentra en el recuadro de color rojo.

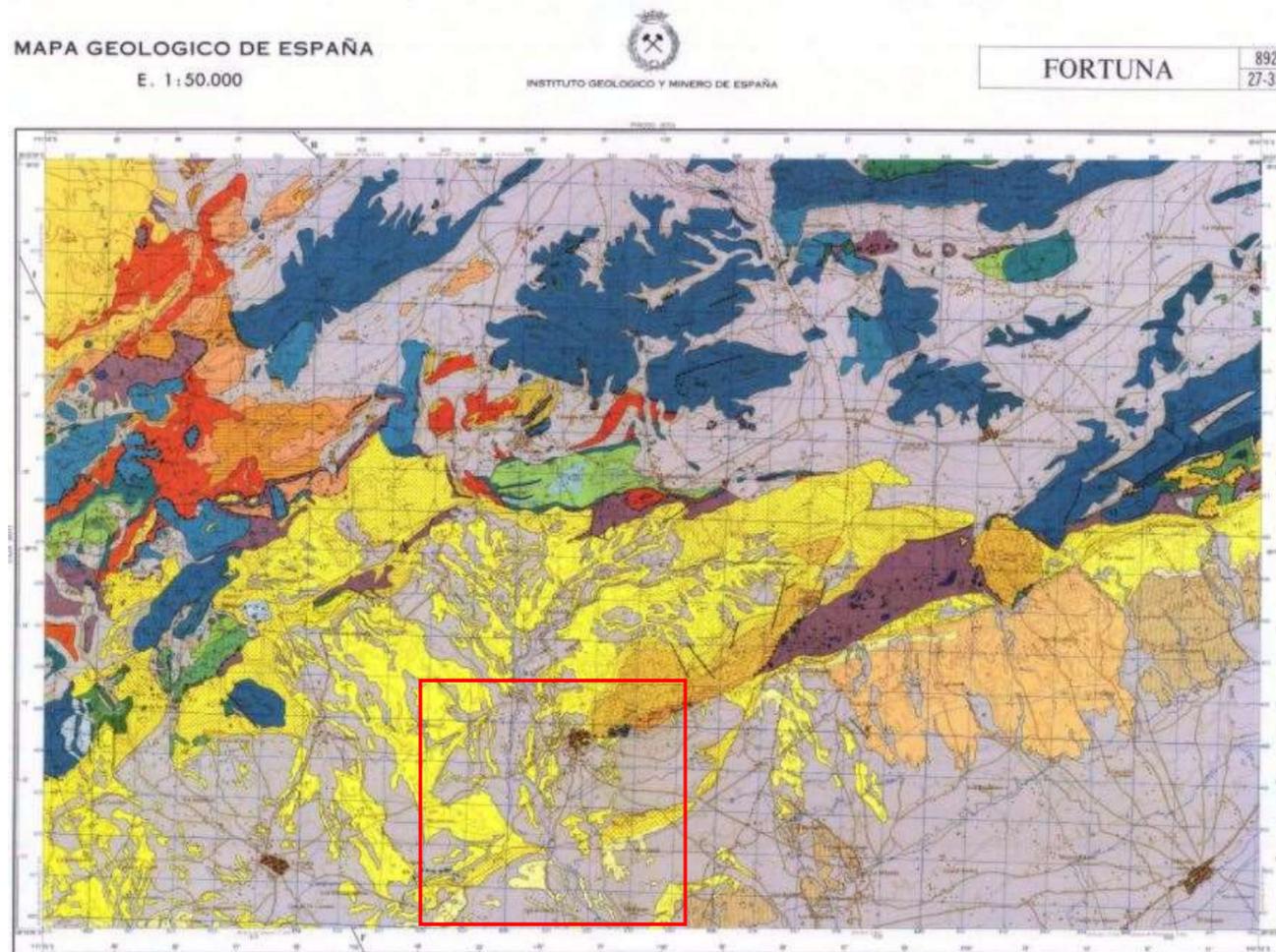


Figura 1.2.1.4. Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente:(Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.)

Para poder apreciar mejor la situación del azud en el mapa, se ha ilustrado en la siguiente figura un rectángulo de color rojo que representa la pared vertical que corta el río Chícamo. Como se puede observar, se encuentra rodeado por afloramientos en ambos márgenes del río.

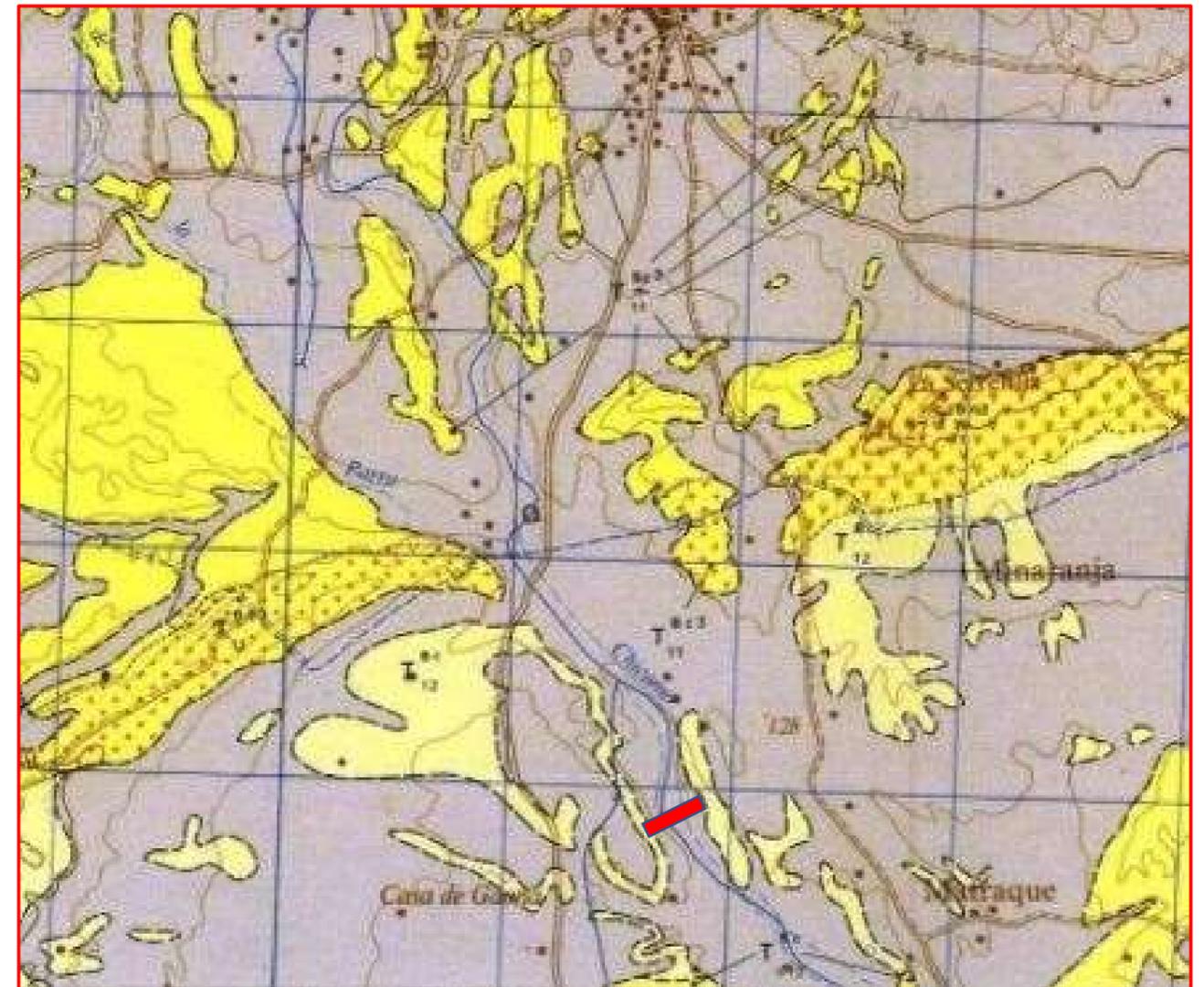


Figura 1.2.1.5. Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente:Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.)

Estos afloramientos a ambos lados del cauce, de color amarillo, se corresponden con un estrato aparentemente sinclinal formado por Margas impermeables del terciario sobre el que se ha ido haciendo paso el río Chícamo y depositando sedimentos con el paso de los años. Por tanto, se puede deducir que justo debajo de los acarreos se encuentra el techo del estrato de margas.

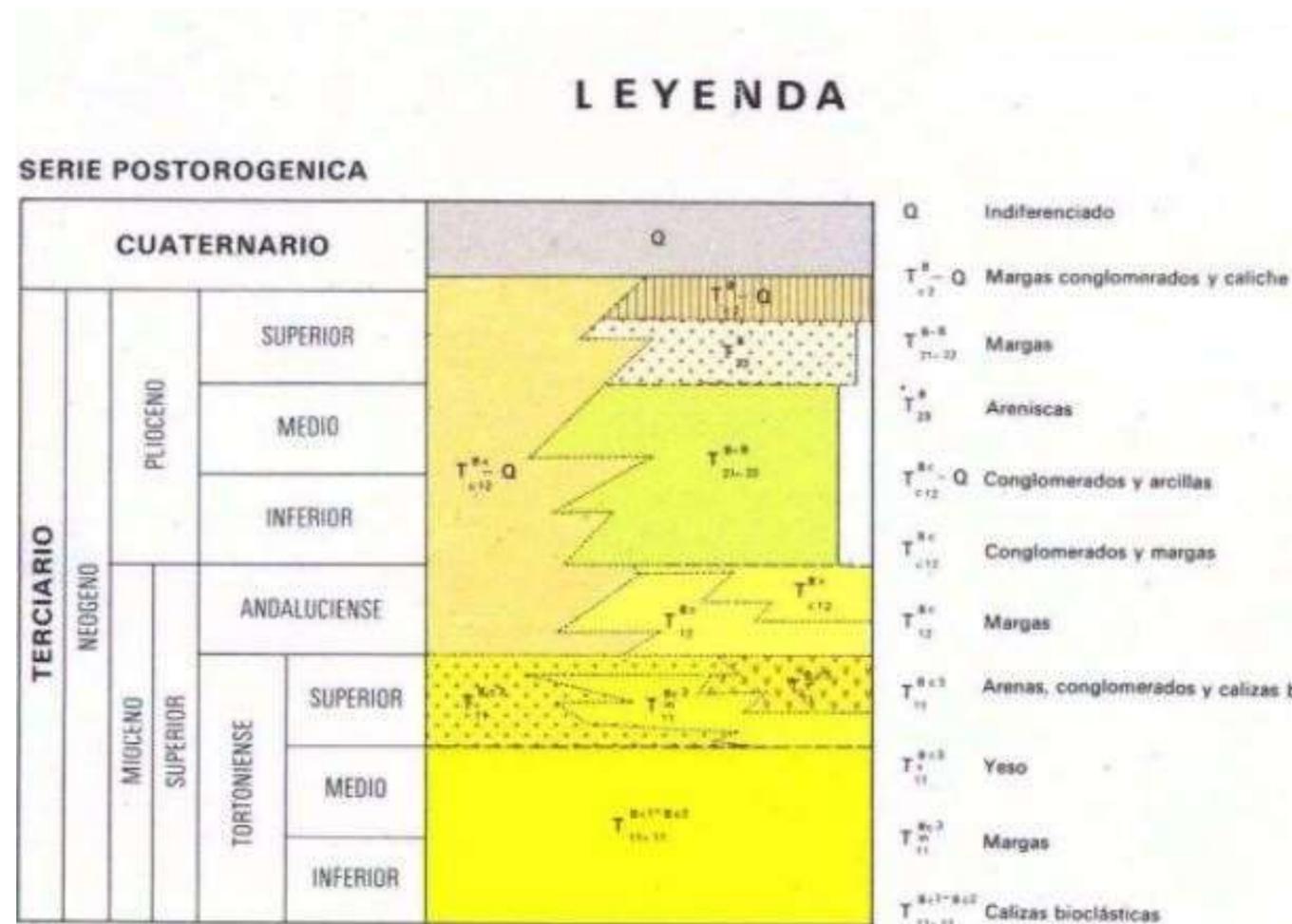


Figura 1.2.1.6. Leyenda Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente: Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.)

Este estrato de margas perteneciente al Tortonense Superior se extiende al norte de Fortuna y Abanilla reposando en discordancia sobre el Tortonense I (barranco de la Parra). Su potencia se estima en unos 600 m cuya base comporta niveles de calizas bioclásticas (ver figura 1.2.1.7, zona O).

**COLUMNAS ESTRATIGRAFICAS EN LAS PRINCIPALES UNIDADES O ZONAS**

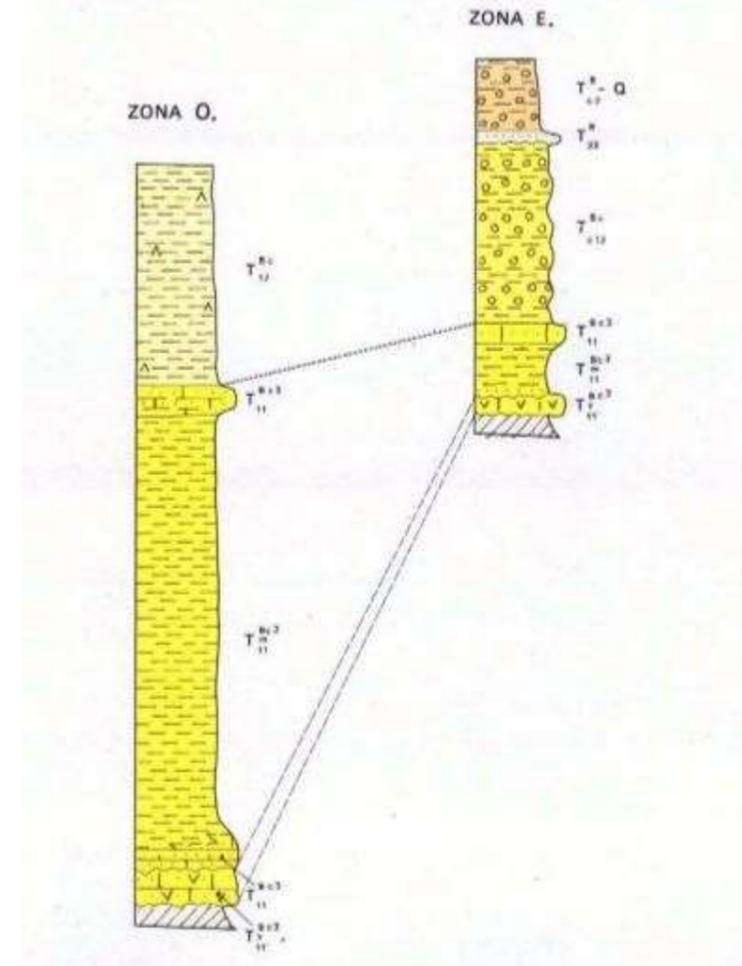


Figura 1.2.1.7. MAGNA 50: hoja 892. Columnas estratigráficas (Fuente: Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA, s. f.)

Una vez se ha identificado el estrato de margas impermeables justo debajo del azud, es necesario conocer a qué profundidad se encuentra. Esto puede condicionar el diseño del azud pues, si el estrato de margas es superficial se podrá encajar el plano de cimentación del azud en la roca. De esta forma, se conseguiría total impermeabilidad de cara a evitar posibles subpresiones durante las avenidas que induzcan a la presencia de tracciones en el pie de aguas arriba del azud. Además, la transmisión de tensiones directamente a la roca puede mejorar considerablemente la estabilidad de la infraestructura. En el caso contrario de que se haya depositado una gran capa de sedimentos fluviales sobre el estrato de margas, habría que estudiar distintas opciones que proporcionasen cierta estabilidad y estanqueidad (pantalla de tablestacas, lodo bentonítico o aumentar la altura del azud).

El cálculo del espesor de los acarreo que se han sedimentado sobre las margas se ha abordado de la siguiente forma.

Se deduce la profundidad del estrato de margas bajo el azud como la intersección de los afloramientos de las dos márgenes (se supone que ambos buzan al interior del cauce). Para hallar la profundidad de este punto, es necesario obtener la pendiente media del afloramiento de margas en superficie a ambos lados del azud. Así, intersectando ambas pendientes, se obtendrá un perfil estratigráfico aproximado del estrato de margas y la profundidad a la que se encuentra dicho estrato.

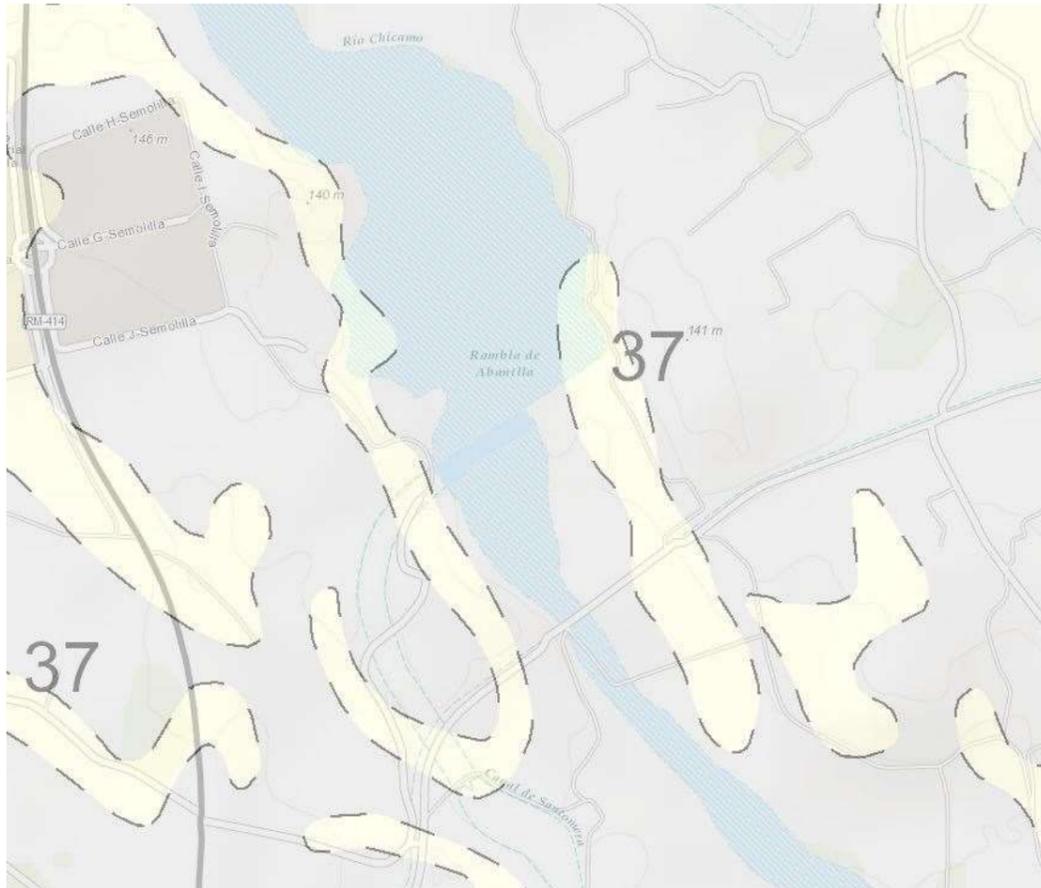


Figura 1.2.1.8. Leyenda Mapa MAGNA 50: hoja 892 (Fuente: (InfoIGME - Visor cartográfico del IGME, s. f.)

A partir de la figura anterior se puede ver la extensión de los afloramientos del estrato de margas en superficie para, a partir de las curvas de nivel (figura 1.2.1.9), obtener la pendiente media del estrato con el terreno.

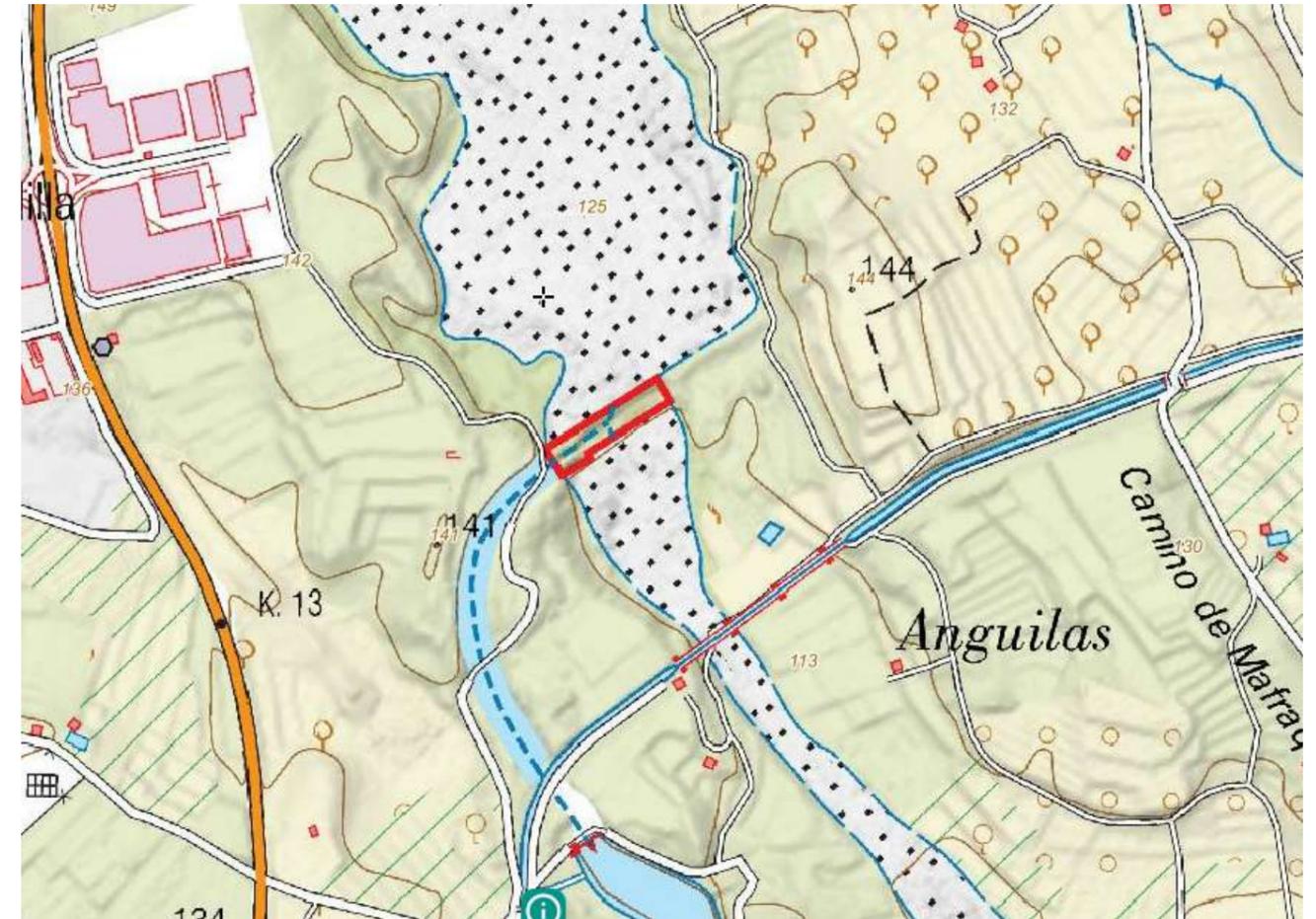


Figura 1.2.1.9. Topografía cerrada (Fuente: (Iberpix 4, s. f.)

La longitud del afloramiento de la margen derecha es de unos 75 metros en los que se produce un desnivel de unos 5 metros de altura. El plano buza hacia el interior del río con una inclinación de  $4^\circ$  aproximadamente respecto de la horizontal.

La longitud en horizontal del afloramiento de la margen izquierda es de 120 metros y se produce un desnivel de 7 metros (desde la cota 132 msnm hasta la 125 msnm, relativa al estribo izquierdo del azud). El plano del estrato de la margen izquierda buza con una inclinación ligeramente inferior a  $4^\circ$ .



Intersectando ambas pendientes, se obtiene un perfil estratigráfico de las margas. Entre los dos afloramientos existe una distancia en horizontal de 250 metros a la cota 120 msnm. La sección de este perfil forma un triángulo de base 250 metros y profundidad entre 5 y 7 metros.

Finalmente, para el presente estudio, se supondrá una capa uniforme de margas impermeables desde la cota 115 msnm en profundidad. La parte más superficial corresponde a acarreos y sedimentos fluviales.

## 1.2.2. ANEJO 02. CÁLCULO HIDRÁULICO 1. PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN LOS TÚNELES DE DERIVACIÓN.

Este anejo parte con la información que proporciona el estudio hidrológico de la cuenca de la rambla de Abanilla, realizado por el cotutor del presente Trabajo Final de Grado: Eduardo Albentosa Hernández.

Se considera este primer anejo del cálculo hidráulico como el de más importancia y que más condiciona el diseño del azud. Con este anejo se obtendrá la información necesaria con la que se determina el caudal y cota necesarios para optimizar la capacidad del canal trasvase que vehicula el agua derivada del azud al embalse de Santomera.

En la siguiente figura se puede observar una sección transversal de dicho canal, a partir de la cual se puede deducir su capacidad.

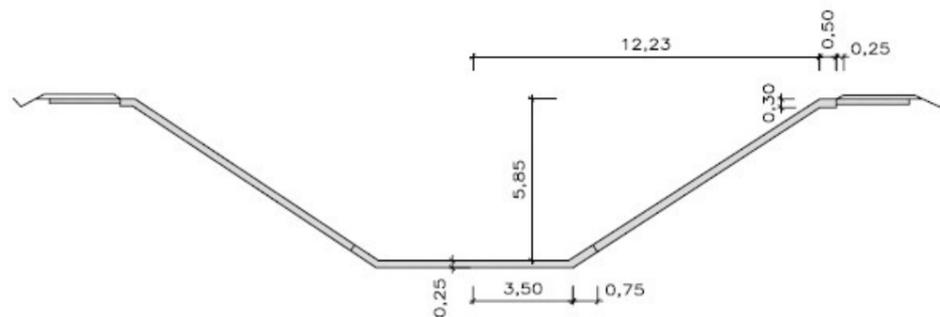


Figura 1.2.2.1. Sección canal trasvase. (Fuente: (Muñoz López, 2004))

Para calcular la capacidad del canal hay que tener en cuenta lo siguiente:

- Pendiente (S): la pendiente del canal es 0.001 (ver figura 1.2.2.3)
- Rugosidad del canal (n): la rugosidad del hormigón del canal es de 0.015
- Ancho de la solera (b): 7 metros
- Talud ( $\alpha$ ): el ángulo que forma la horizontal con el talud del canal es 33.826 grados. En resumen, un talud 3V:2H
- Resguardo mínimo: el resguardo mínimo será el mayor de los mínimos.
  - o Resguardo mínimo > 15 cm
  - o Resguardo mínimo > Calado / 6

Se define como resguardo a una medida de profundidad adicional que se aplica para aumentar la seguridad y mejorar la operabilidad del canal en situaciones imprevistas que puedan provocar desbordamientos. Un caso muy común de desbordamiento es en las curvas de pequeño radio de giro al que se le puede añadir el efecto de control hidráulico adicional que puede producir la presencia de vegetación acuática en el lecho del canal. Es por esto por lo que se aconseja un resguardo mínimo; si bien se debe aclarar que las anteriores reglas son simples recomendaciones.

Puesto que el caudal a trasvasar en grandes avenidas es elevado, el resguardo como mínimo deberá ser mayor a 15 cm ya que se considera insuficiente para el riesgo que supondría un desbordamiento con tal cantidad de caudal. Teniendo esto en cuenta y que el calado medio para un funcionamiento en régimen uniforme del canal está alrededor de los 4 m se adoptará un resguardo mínimo de la sexta parte de 4 metros.

Una vez se sabe el resguardo que debe llevar el canal para garantizar unas buenas condiciones de operabilidad y mantenimiento, se procede a calcular el caudal para dicho calado: 5.85 m – (4/6) m ~ 5.2 m de calado. Para conocer el caudal que hay en 5.2 m de calado en el canal, se debe obtener los parámetros necesarios de la Fórmula de Manning (figura 1.2.2.2) como: el perímetro mojado y el área mojada.

$$Q = \frac{A}{n} * \left(\frac{A}{Pm}\right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S}$$

Figura 1.2.2.2. Fórmula de Manning (Fuente: elaboración propia, 2021)

$$\text{Área mojada} = b * Y + \left(\frac{Y^2}{\tan(\alpha)}\right) = 69.68 \text{ m}^2$$

De donde:

- b = ancho solera = 7 m
- Y = calado = 5.2 m
- $\alpha$  = ángulo talud = 33.826

$$\text{Perímetro mojado} = b + 2 * \left( \left( \frac{Y}{\tan(\alpha)} \right)^2 + Y^2 \right)^{0.5} = 24.53 \text{ m}$$

$$\text{Radio Hidráulico} = \frac{\text{Área mojada}}{\text{Perímetro mojado}} = 2.84 \text{ m}$$

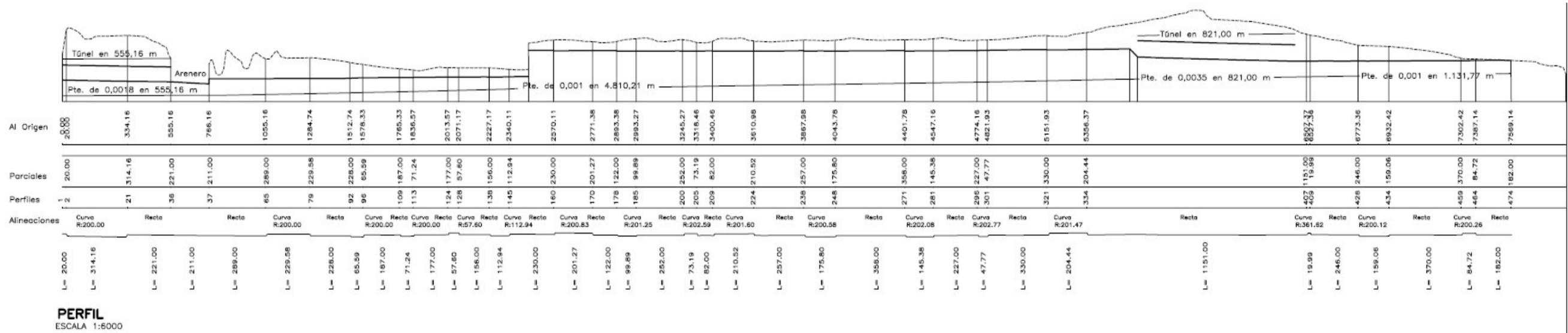


Figura 1.2.2.3. Perfil Longitudinal canal trasvase. (Fuente: (Muñoz López, 2004))



Finalmente, sustituyendo en la ecuación de Manning (figura 1.2.2.2), se tiene que el caudal con el resguardo mínimo es 336 m<sup>3</sup>/s.

Ahora, es necesario calcular el caudal y cota necesarios en el azud para poder derivar el máximo caudal posible que optimice la capacidad del canal trasvase, información relevante para el estudio de laminaciones de avenidas.

Para ello, habrá que obtener las pérdidas que se producen en la embocadura, desembocadura y durante toda la traza de los túneles de captación.

## *CÁLCULO PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN LOS TÚNELES*

A partir del cálculo de la pérdida de energía específica en los túneles de derivación se podrá conocer la cota de la lámina de agua en el azud y el caudal que se está derivando al embalse de Santomera.

Es por esto por lo que las pérdidas de energía específica en los túneles de derivación condicionan el diseño del azud. Principalmente influye en la cota del vertedero. En caso de que las pérdidas sean elevadas, se necesitará una gran carga hidráulica sobre la clave del túnel que elevará, necesariamente, la cota del vertedero. No obstante, en el caso contrario de que las pérdidas en los túneles de captación no sean elevadas, se podrá derivar más caudal con menor carga hidráulica y, por tanto, se podrá rebajar el umbral del vertedero del azud.

Para el cálculo de la línea de energías, se empieza estudiando cómo fluctúa el nivel de agua en el arenero según el caudal que entra en el canal trasvase. En la siguiente figura se puede observar una foto aérea que muestra los elementos que componen el conjunto de pérdidas de energía: túneles, arenero y canal trasvase.



Figura 1.2.2.4. Vista aérea: arenero (Fuente: (Google Earth, s. f.))

En primer lugar, en la parte superior de la figura 1.2.2.4 se puede observar la desembocadura de los túneles de derivación en el arenero. Éstos tienen una longitud de 555.16 m y una pendiente constante de 0.0018 (ver figura 1.2.2.3). La solera y clave de la embocadura se encuentran a la cota 117 y 122 msnm, respectivamente.

De la siguiente figura 1.2.2.5 se deducen las características principales de dichos túneles:



Figura 1.2.2.5. Sección túnel de captación en pie de azud (Fuente: elaboración propia, 2020)

- Área: 19.72 m<sup>2</sup>
- Perímetro: 12.8 m
- Radio Hidráulico: Área/Perímetro = 1.542 m
- Pendiente (S): 0.0018 (ver figura 1.2.2.3)
- Capacidad con la lámina de agua hasta la clave:

$$Q \left( \frac{m^3}{s} \right) = \frac{A}{n} * R h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} = \frac{19.72}{0.013} * 1.542^{\frac{2}{3}} * 0.0018^{\frac{1}{2}} = 85.92 m^3/s$$

La capacidad hasta clave de cada túnel es de 85.92 m<sup>3</sup>/s. Ambos túneles suman 171.84 m<sup>3</sup>/s, caudal insuficiente como para aprovechar la capacidad del canal trasvase (336 m<sup>3</sup>/s). Teniendo en cuenta otro aspecto como la laminación de avenidas, se construirá un tercer túnel contiguo a los dos existentes. Las razones se explican detalladamente en el Anejo 05 "Diseño Azud e Instalaciones"

El siguiente elemento que interviene en las pérdidas de energía es el nexo entre los túneles y el canal trasvase, el arenero (coloreado de azul en la figura 1.2.2.4) Éste tiene una longitud de unos 255 metros hasta el canal trasvase. La cota de su lecho se encuentra a la 113 msnm y su coronación; a la 122 msnm (Iberpix 4, s. f.).



El último elemento es el canal, cuya cota de solera se encuentra a la 116.17 msnm y sus características principales se han detallado al principio de este anejo.

A continuación, se calcula la cota de la energía total de la lámina de agua en el arenero para un caudal determinado en el canal:

- Para un calado, "y", de 5.85 m en el canal se obtiene:

$$\text{Área mojada canal} = b * Y + \left( \frac{Y^2}{\tan(\alpha)} \right) = 92.02 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado canal} = b + 2 * \left( \left( \frac{Y}{\tan(\alpha)} \right)^2 + Y^2 \right)^{0.5} = 28.02 \text{ m}$$

$$\text{Radio Hidráulico canal} = 3.28 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad} = \frac{(S)^{0.5}}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} = 4.66 \text{ m/s}$$

$$\text{Caudal (Q)} = \frac{Am}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{0.5} = 428.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Energía específica canal} = y + \frac{v^2}{2g} = 5.85 + \frac{4.66^2}{2 * 9.82} = 6.95 \text{ m}$$

$$\text{Cota lecho canal} = 116.17 \text{ msnm}$$

Finalmente, igualando energías entre el arenero y el canal y suponiendo que no hay pérdida de energía específica, un caudal de 428.64 m<sup>3</sup>/s en el canal, hace que la cota de la energía total de la lámina de agua en el arenero sea de 123.12 msnm.

Para poder obtener una curva que relacione varios caudales en el canal con cotas de la energía totales en el arenero, se ha realizado varias iteraciones en una hoja Excel, obteniendo lo siguiente:

Y (calado canal, m)	5.85	5.6	5.4	5.3	5.2	5.1	5	4.9	4.8
S (pendiente canal)	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
n (rugosidad canal)	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015
b (m)	7	7	7	7	7	7	7	7	7
Talud vertical	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
Talud horizontal	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Am (m <sup>2</sup> )	92.02	86.00	81.32	79.02	76.75	74.51	72.31	70.13	67.98
Pm (m)	28.02	27.12	26.40	26.04	25.68	25.32	24.96	24.60	24.25
Rh (m)	3.28	3.17	3.08	3.03	2.99	2.94	2.90	2.85	2.80
V (m/s)	4.66	4.55	4.46	4.42	4.37	4.33	4.28	4.24	4.19
F	0.615	0.614	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
Q (m <sup>3</sup> /s)	428.64	391.33	362.90	349.15	335.71	322.58	309.75	297.22	284.99
H (específica, m)	6.955	6.654	6.414	6.294	6.174	6.054	5.934	5.815	5.695
Cota lecho canal (msnm)	116.17	116.17	116.17	116.17	116.17	116.17	116.17	116.17	116.17
Cota línea energía arenero (msnm)	123.12	122.82	122.58	122.46	122.34	122.22	122.10	121.98	121.86

Figura 1.2.2.6. Curva gasto Arenero – canal trasvase. (Fuente: Elaboración propia, 2021)

Para terminar de definir la línea de pérdidas de energía en todo el conjunto (túnel-arenero-canal) solo queda por determinar las pérdidas que sufre el agua a su paso por los túneles.

En los túneles se dan dos tipos de pérdidas de energía: localizadas y continuas. Las localizadas se deben a la embocadura y desembocadura y las continuas; a las repartidas a lo largo de toda la longitud del túnel debidas al rozamiento principalmente.

A continuación, se determinan las distintas pérdidas de energía en función del caudal a transportar.

### PÉRDIDAS EN LA EMBOCADURA

En la embocadura se considera una pérdida del 10% de la altura de velocidad.

$$\begin{aligned} \Delta h_{embocadura} &= 0.1 * h_{vel.} = 0.1 * \frac{v^2}{2g} = 0.1 * \frac{Q_{total}^2}{(\text{Área}_{\text{Túneles}})^2 * 2g} = 0.1 * \frac{Q_{total}^2}{(3 * 19.73)^2 * 2 * 9.82} \\ &= 1.45 * 10^{-6} * Q^2 \end{aligned}$$

Las pérdidas de energía que se producen en la embocadura de los tres túneles es 1.45x10<sup>-6</sup>xQ<sup>2</sup>.

## PÉRDIDAS CONTINUAS A LO LARGO DE LOS TÚNELES

En primer lugar, se determina el coeficiente de fricción debido al hormigón del túnel. Sustituyendo de la ecuación de Manning se tiene:

$$If = \frac{n^2}{Atúneles^2 * Rh^{\frac{4}{3}}} * Q^2total = \frac{0.015^2}{(3 * 19.73)^2 * 1.542^{\frac{4}{3}}} = 3.6 * 10^{-8} * Q^2total$$

Ahora, multiplicando el coeficiente de fricción por la longitud del túnel, se obtienen las pérdidas continuas durante toda su traza:

$$\begin{aligned} \Delta h_{continuas} &= 3.6 * 10^{-8} * Q^2total * Longitud = 3.6 * 10^{-8} * Q^2total * 556 \\ &= 2.005 * 10^{-5} * Q^2total \end{aligned}$$

## PÉRDIDAS EN LA DESEMBOCADURA

El cálculo de las pérdidas de energía en la desembocadura se ha llevado a cabo de la siguiente forma.

En primer lugar, se ha tomado tres secciones distintas para poder aproximar más precisamente el cálculo de las pérdidas. Cabe destacar que este cálculo es una aproximación, a falta de un estudio del modelo reducido de la desembocadura que permita un cálculo más exacto. Se ha considerado las siguiente secciones:



Figura 1.2.2.7. Foto aérea desembocadura túnel. (Fuente: (Google Earth, s. f.)

Se consideran las pérdidas totales como la suma de las pérdidas que se producen justo a la desembocadura (entre la sección de color verde y rojo) junto con las que se producen inmediatamente después (entre la sección de color rojo y amarillo). En la primera transición entre secciones (verde y roja) se estima que se pierde totalmente la altura de energía debido a la velocidad y presión, mientras que en la segunda transición la pérdida de energía de la velocidad se estima en un 35%.

Como la altura de velocidad es inversamente proporcional a la sección, la velocidad en la sección 2 será:

$$\frac{v2}{v1} = \frac{A1}{A2} \rightarrow v2 = \frac{19.73}{29.49} * v1 = 0.669 * v1$$

Datos:

- Sección 1 túnel (verde) = 19.73 m<sup>2</sup>
- Sección 2 despresurización (roja) = 29.49 m<sup>2</sup>
- Sección 3 arenero (amarilla): trapecio de 9 m de altura, 49 metros de base inferior y un talud 3H:2V = 561 m<sup>2</sup>



$$\Delta h_{transición\ 1-2} = \frac{1}{2 * g} * (v1^2 - v2^2) = \frac{1}{2 * 9.82} * \left( \frac{Q^2}{(3 * 19.73)^2} - \frac{Q^2 * 0.669^2}{(3 * 19.73)^2} \right)$$

$$= 0.803 * 10^{-5} * Q^2$$

$$\Delta h_{transición\ 2-3} = \frac{0.35}{2 * g} * (v2^2 - v3^2) = \frac{0.35}{2 * 9.82} * \left( \frac{0.669^2 Q^2}{(3 * 19.73)^2} - \frac{Q^2}{(561)^2} \right)$$

$$= 0.22 * 10^{-5} * Q^2$$

Por tanto, las pérdidas totales en la desembocadura son:

$$\Delta h_{desembocadura} = \Delta h_{transición\ 1-2} + \Delta h_{transición\ 2-3} = 1.023 * 10^{-5} * Q^2$$

Finalmente, las pérdidas totales en los túneles son:

$$\Delta h_{totales} = \Delta h_{embocadura} + \Delta h_{continuas} + \Delta h_{desembocadura} = 3.173 * 10^{-5} * Q^2$$

Tras haber obtenido la pérdida de energía en los túneles y la cota de la energía total del agua en el arenero para un determinado caudal, se puede determinar la altura de la lámina de agua en el azud y el caudal que deriva al canal.

Siguiendo el ejemplo realizado anteriormente, un calado de 5.85 metros en el canal trasvase hacía que la línea de energía total del agua en el arenero ascendiera a la cota 123.12 msnm. Para obtener la cota de la lámina de agua en la embocadura de los túneles, en el azud, basta con sumar a esta cota las pérdidas de energía presentes en los túneles.

La cota de la energía en el azud será de 129.01 msnm.

$$y\ (calado, m) = 5.85$$

$$Caudal\ \left( \frac{m^3}{s} \right) = 428.64$$

$$Cota\ energía\ arenero = cota\ solera\ canal + E\ específica = 116.17 + 6.95 = 123.12\ msnm$$

$$Pérdidas\ energía\ túneles = 3.173 * 10^{-5} * Q^2 = 5.8298\ m$$

$$Cota\ energía\ azud = cota\ energía\ arenero + pérdidas\ túneles = 123.12 + 5.8298$$

$$= 128.95\ msnm$$

Análogamente, se itera con distintos caudales para establecer una curva de gasto según la carga hidráulica sobre la clave de los túneles (ver figura 1.2.2.8). Esta información es de gran utilidad para el estudio de la laminación en el Anejo 03 "Laminación de avenidas" y en el N° 05 "Diseño de Azud e Instalaciones" ya que, a partir de la cota de la lámina de agua, se podrá determinar el caudal que se deriva por los túneles y la fluctuación del nivel del agua en el azud conforme se va derivando caudal.

CURVA DE GASTO			
COTA AZUD	CAUDAL	PÉRDIDAS TÚNELES	COTA ARENERO
127.700	392	4.876	122.824
126.916	369	4.320	122.596
126.347	350	3.887	122.460
125.948	337	3.603	122.345
125.891	335	3.561	122.330
125.550	323	3.310	122.240
125.174	311	3.069	122.105
124.802	298	2.818	121.984
124.461	286	2.595	121.866

Figura 1.2.2.8. Tabla curva de gasto túneles. (Fuente: elaboración propia, 2021)

A partir de la figura anterior, se deduce el caudal derivado para cualquier cota en el azud:

$$Q\ \left( \frac{m^3}{s} \right) = 286\ m^3/s + \left( \frac{(392\ m^3/s) - 286\ m^3/s}{(127.7\ msnm - 124.461\ msnm)} \right) * (cota_{agua} - 124.461\ msnm)$$

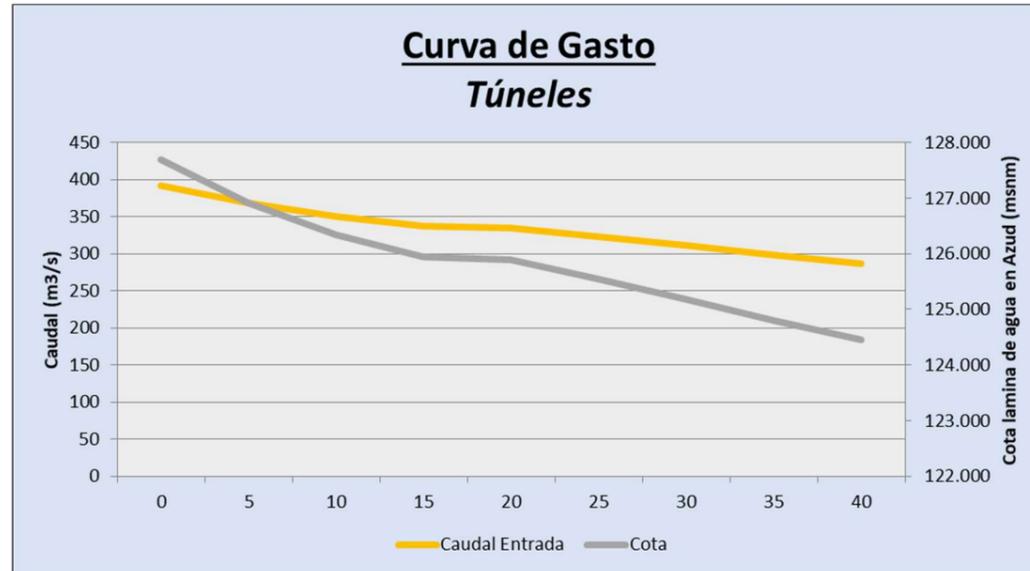


Figura 1.2.2.9. Gráfica curva de gasto túneles: Cota-caudal (Fuente: elaboración propia, 2021)

### 1.2.3. ANEJO 03. LAMINACIÓN AVENIDAS

Análogamente al Anejo del cálculo hidráulico, se parte de los hidrogramas obtenidos por el cotutor Eduardo Albentosa Hernández (se adjuntan al final de este anejo).

Para proceder al estudio de la laminación de una avenida, previamente se debe caracterizar el vaso del embalse. En primer lugar, se debe obtener la curva característica de la cerrada que relaciona el caudal acumulado con la cota de la lámina de agua. Para ello, se debe relacionar: volumen embalsado, área que ocupa la superficie de la lámina de agua y la cota a la que se sitúa dicha lámina de agua.

El lecho del río, aguas arriba del Azud, se encuentra a la cota 122 msnm con una pendiente de entorno al 1%. Trazando isolíneas en visores cartográficos (*Iberpix 4*, s. f.) se tiene que la cota 122 msnm ocupa 26.77 ha y alberga 0 hm<sup>3</sup>. Además, gracias al estudio hidrológico de simulación de crecidas realizado por el cotutor Edardo Albentosa Hernández, se puede concluir que a la cota 127 msnm se almacenan 1.56 hm<sup>3</sup> con una superficie de 35.65 ha. Por último, la cota 130 msnm ocupa una superficie de 40.98 ha.

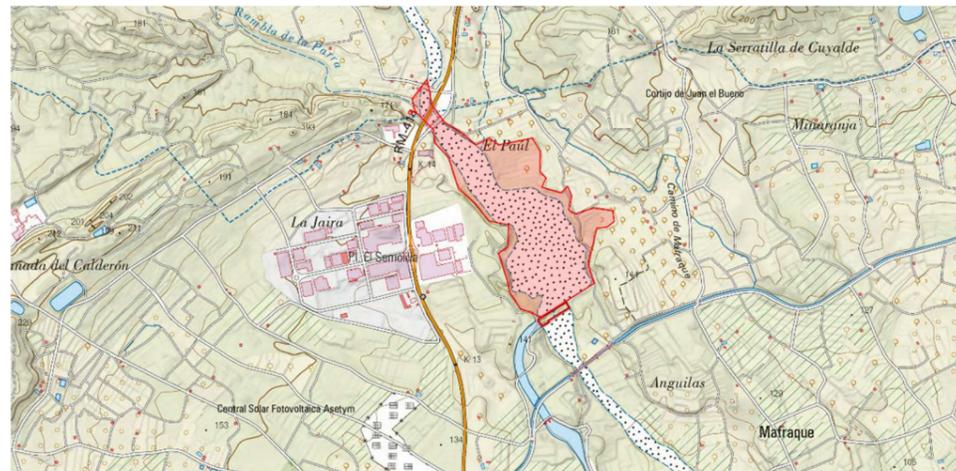


Figura 1.2.3.1. Vista aérea vaso del Azud: isolínea 126 msnm. (Fuente: (Iberpix 4, s. f.)

Como se puede deducir, la curva característica del embalse es prácticamente lineal: a mayor cota, mayor superficie y mayor volumen de agua embalsado.

Cota lámina de agua: H (msnm)	Superficie lámina de agua: S (ha)	Volumen de agua: V (hm <sup>3</sup> )
122	26.77	0
127	35.65	1.56
130	40.98	-

Figura 1.2.3.2. Tabla curva característica embalse. (Fuente: elaboración propia, 2021)

Con esto se puede deducir la ecuación de la curva característica que relaciona el nivel del agua con el volumen embalsado:

- Altura en el embalse:

$$Cota\ agua = V_{total} * \left(\frac{1}{0.312}\right) + cota\ lecho\ río$$

Donde:

- V<sub>total</sub>: volumen total de agua acumulado aguas arriba del azud
- Cota lecho río: 122 msnm

Para finalizar y poder simular la laminación correctamente se necesita, además, las ecuaciones que gobiernan el caudal de descarga por el aliviadero (fijo y/o móvil) y por los túneles de captación (calculados en el Anejo 02 "Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de derivación")

El caudal saliente por un vertedero en lámina libre está sujeto a la siguiente ecuación que depende principalmente de la altura de agua sobre el umbral del vertedero:

$$Caudal\ vertido = K * L * h^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

- h = Energía específica medida desde el umbral de vertedero = cota lámina agua
- L = Longitud útil del vertedero
- K = Coeficiente de desagüe

En este caso, para la laminación, como este estudio trata sobre la remodelación del Azud existente, se considerará un perfil tipo Creager en el que el coeficiente de desagüe K es 2.09. De esta forma, se puede ir viendo cómo oscila el nivel del agua durante la crecida y la distribución de caudales que captan los distintos órganos de desagüe que componen la infraestructura.



En las presas, siguiendo las normativas vigentes, se debe dejar un resguardo para evitar posibles vertidos, especialmente en aquellas que son de materiales sueltos. El reglamento considera dos resguardos en función de la situación en la que se encuentre la avenida: resguardo normal (relativo al Nivel Máximo Normal, máximo nivel que alcanza el agua en condiciones normales de operación) y mínimo (relativo al Nivel de Avenida de Proyecto, avenida para la cual se dimensionan los órganos de desagüe).

En este caso, al tratarse de un azud situado en una rambla que solo transporta agua en situaciones de avenida, solo se estudiará el Nivel de Avenida de Proyecto y las sobreelevaciones de éste debido al viento, que se tendrán en cuenta en el cálculo hidráulico y en el cálculo de estabilidad del azud.

Tampoco se tendrá en cuenta el efecto de los sismos durante las crecidas pues, el azud solo contiene y deriva agua en situaciones de crecida por lo que se considera muy poco o escasamente probable la presencia de sismos durante dichos episodios hidrológicos.

A continuación, se adjunta los hidrogramas, relativos a la cuenca de la rambla de Abanilla, que servirán como base para el diseño de la infraestructura:

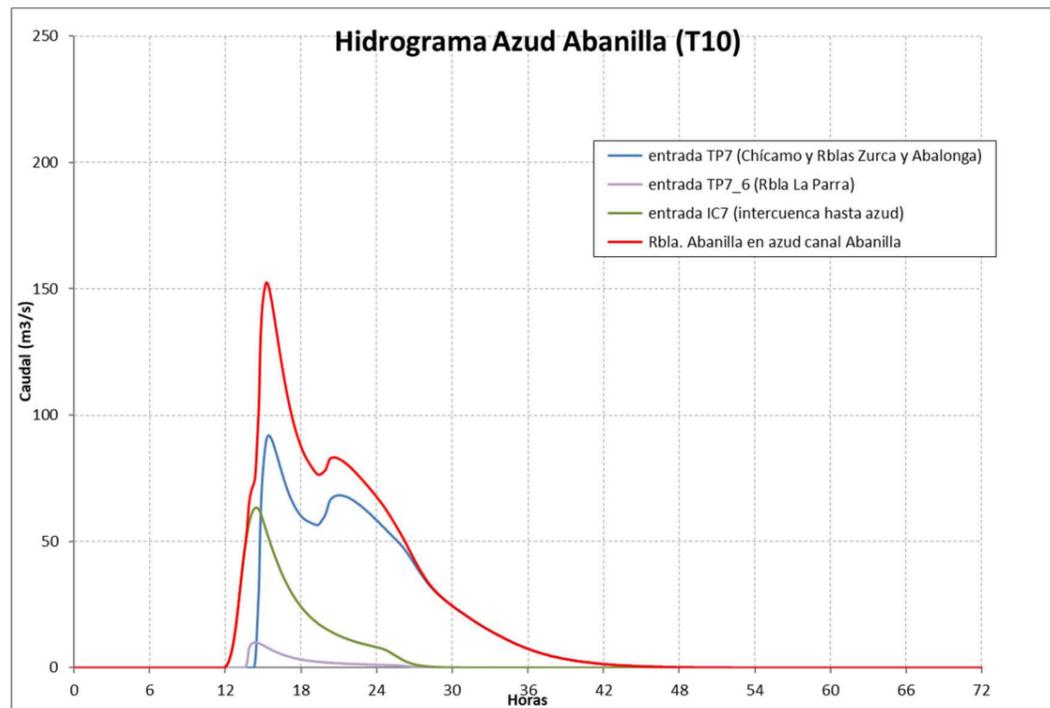


Figura 1.2.3.3. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 10 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021)

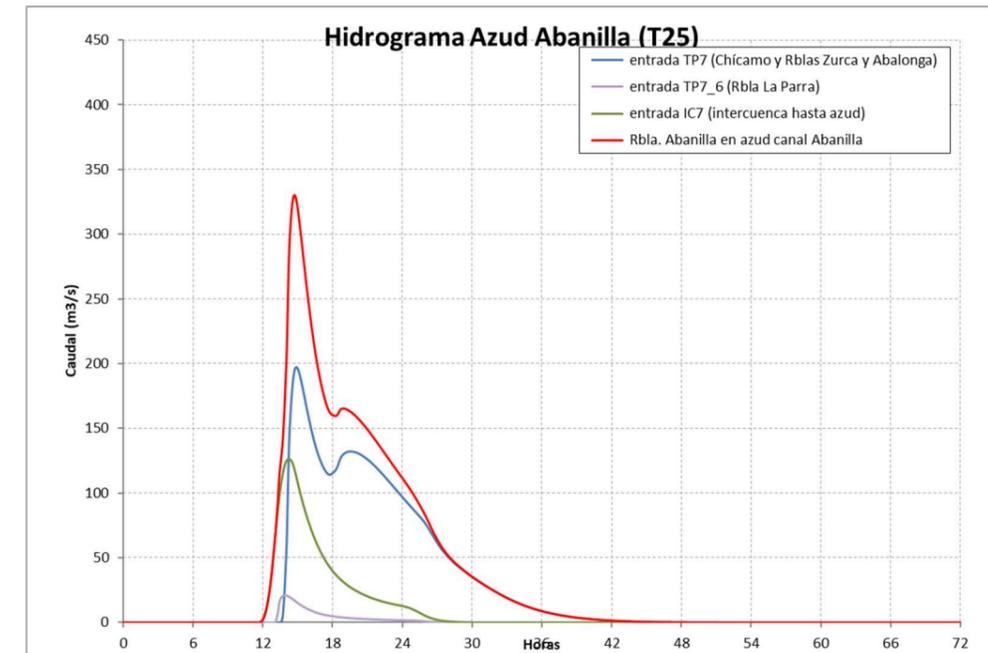


Figura 1.2.3.4. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 25 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021)

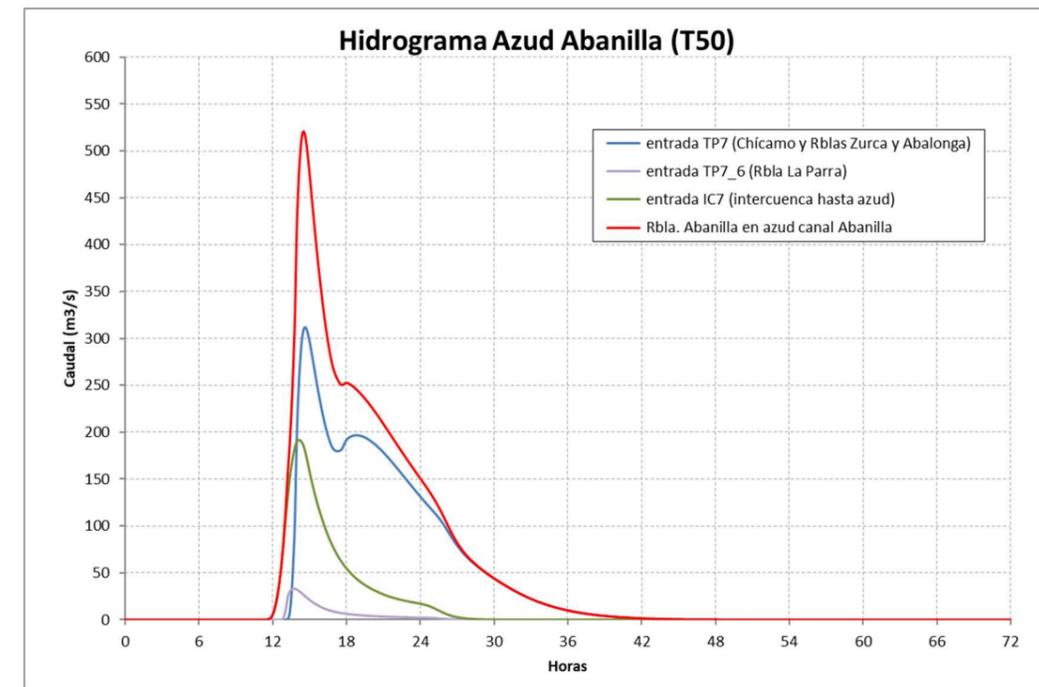


Figura 1.2.3.5. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 50 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021)

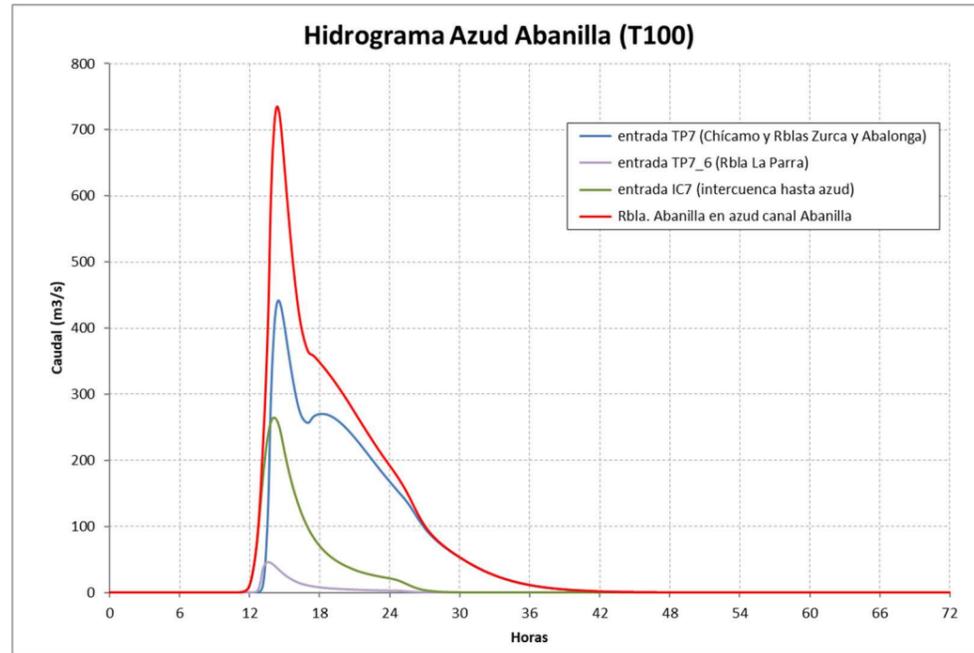


Figura 1.2.3.6. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 100 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021)

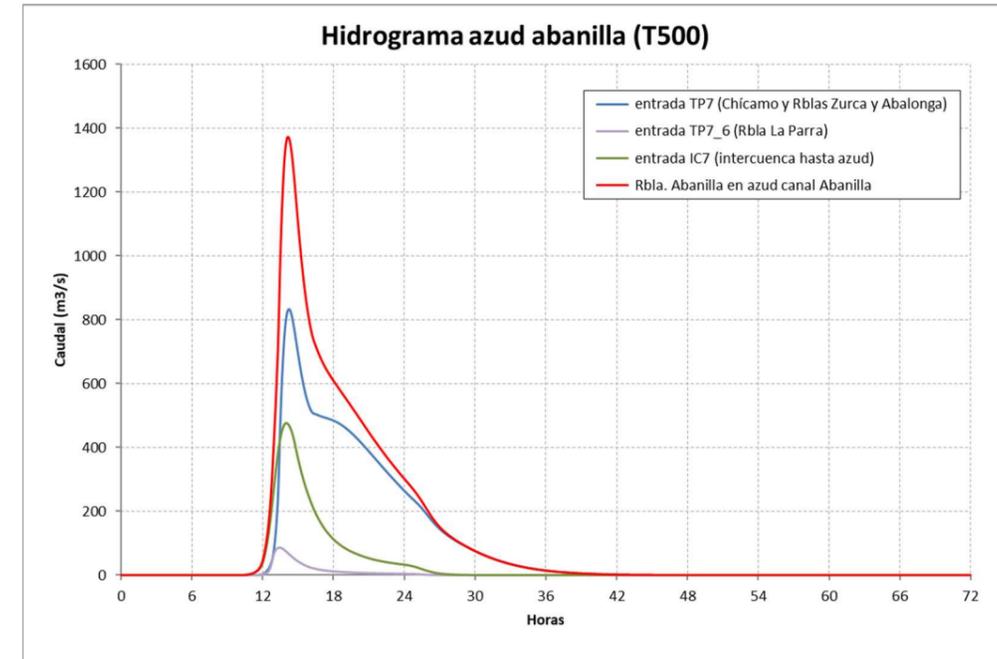


Figura 1.2.3.8. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 500 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021)

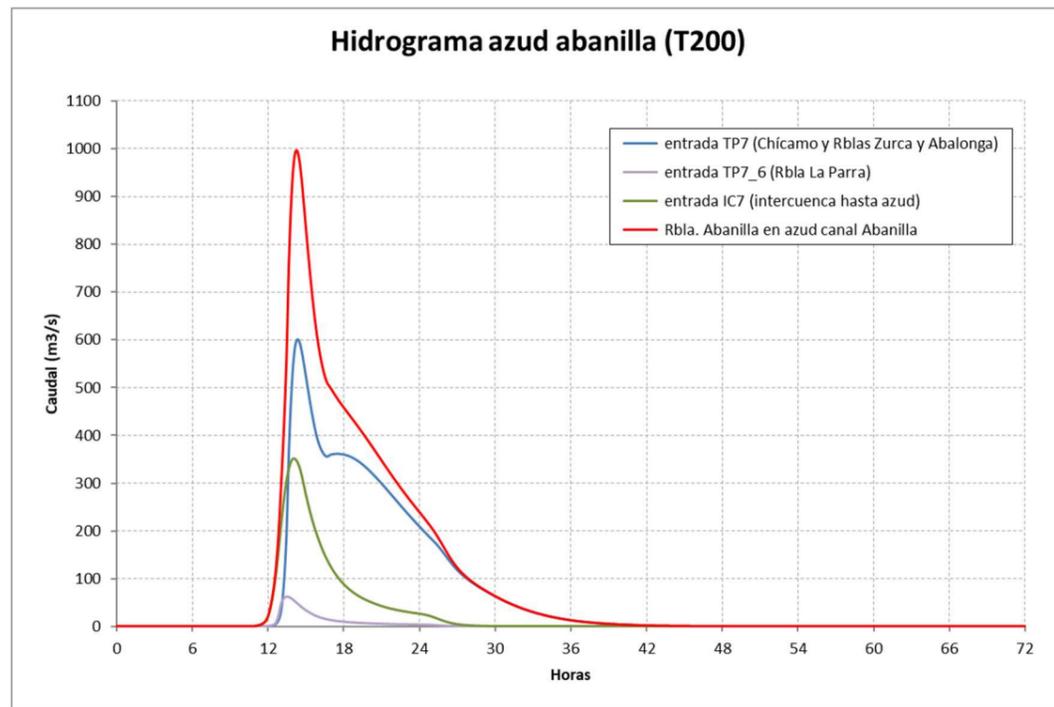


Figura 1.2.3.7. Hidrograma Rambla Abanilla: Periodo de retorno 200 años. (Fuente: estudio previo de crecidas, 2021)

Cabe destacar de las anteriores figuras que el caudal para el que se dimensiona el azud es el representado de color rojo, Esta línea de color rojo hace referencia al caudal que llega al azud procedente de la suma de caudales aportados por las demás ramblas y subcuencas (aguas arriba) que desembocan en la rambla de Abanilla (representados como líneas de color azul, verde y violeta).

## 1.2.4. ANEJO 04. ANTECEDENTES. CRECIDA SEPTIEMBRE 2019

En este anejo se procede a explicar y analizar el comportamiento de la infraestructura (Azud y canal trasvase) actual durante la crecida de 2019 y su impacto tanto aguas abajo del azud como en el canal trasvase y el embalse de Santomera.

Se dividirá este anejo en dos partes:

Una primera parte en la que se expondrá la relación e influencia que tiene las crecidas en la rambla de Abanilla sobre el embalse de Santomera y otra segunda parte en la que se analiza la importancia del Azud a la hora de evitar unos posibles daños aguas debajo de éste donde se pierde el cauce del río (Benferri).

### A. CUENCA RAMBLA DE ABANILLA – EMBALSE DE SANTOMERA

Partiendo del estudio hidrológico previo de caudales máximos se conoce que la cuenca de la rambla de Abanilla es de mayor extensión que la propia del embalse de Santomera.

La cuenca total que desemboca en la rambla de abanilla, encauzada por su principal afluente el río Chícamo, tiene una extensión de 453 km<sup>2</sup>. Se localiza en el límite entre la provincia de Murcia y de Alicante.



Figura 1.2.4.1. Cuenca rambla de Abanilla. (Fuente: (Camero, Egea y otros, s. f.))

No obstante, si se atiende en particular a la cuenca que alimenta el río Chícamo y que desemboca en la rambla de Abanilla (cabecera del azud de derivación) y que, es el principal motor de las crecidas, la superficie se ve reducida a unos 200 km<sup>2</sup>; si bien su extensión sigue siendo mayor que la cuenca propia del embalse de Santomera; con 150 km<sup>2</sup>.

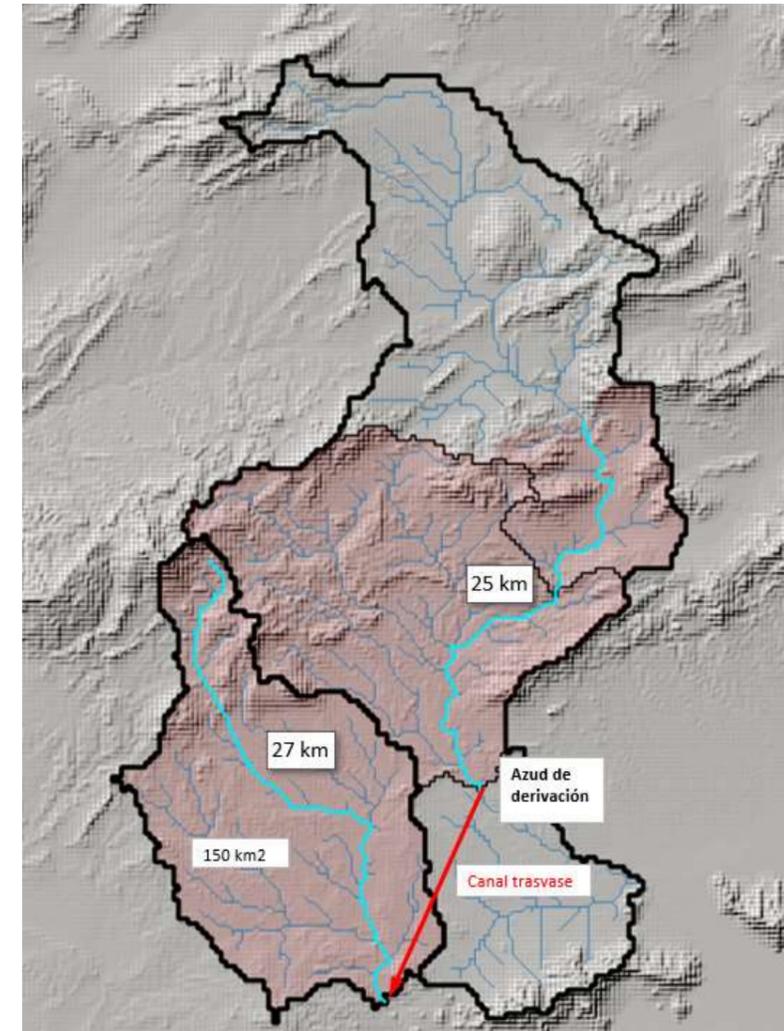


Figura 1.2.4.2. Vista aérea: cuenca embalse y río Chícamo. (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021)

De la anterior figura se puede obtener información importante que explica lo ocurrido en la crecida de septiembre de 2019.

Se puede apreciar que la longitud del río Chícamo, desde su nacimiento hasta el azud, es muy similar a la del cauce principal de Rambla Salada. Esto quiere decir que los tiempos de respuesta



en ambas ramblas son parecidos y, al estar conectadas por el canal trasvase, la influencia de la rambla de Abanilla en el embalse puede llegar a ser incluso superior a la de su propia cuenca ya que se sumarían las puntas de las avenidas lo que para la presa de Santmera dificultaría la laminación de las avenidas.

El evento de 2019 en el embalse de Santomera se compone de dos crecidas, siendo la segunda la de mayor envergadura. A continuación, se adjunta una figura que ilustra la situación del embalse durante las dos crecidas:

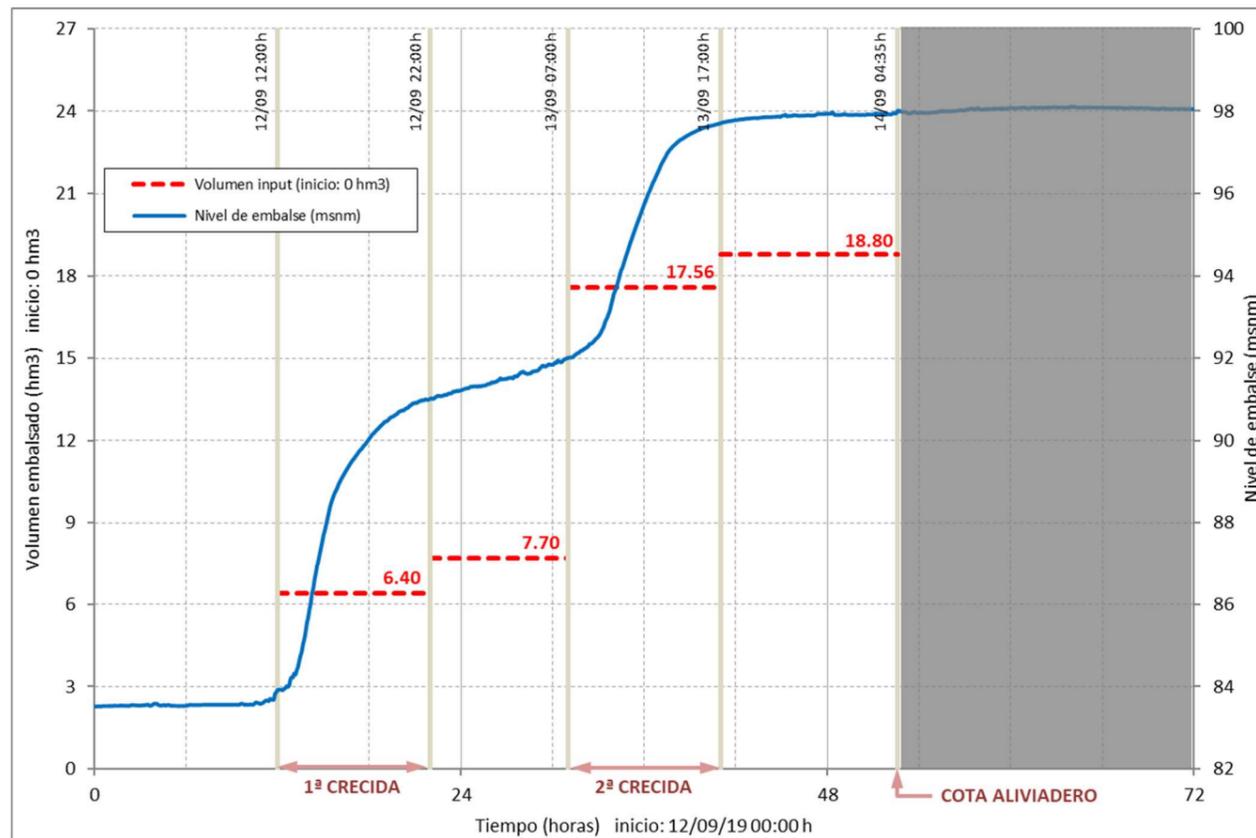


Figura 1.2.4.3. Nivel del embalse septiembre 2019. (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021)

Se puede observar la situación el embalse previa a la primera crecida. Éste tenía embalsados 2.60 hm<sup>3</sup> y su lámina de agua estaba a la cota 83.5 msnm, muy alejada de la del umbral de vertedero; 98 msnm.

La primera crecida añade unos 7 hm<sup>3</sup> a los 2.60 hm<sup>3</sup> existentes elevando el nivel del agua a 92 msnm. Horas más tarde comienza a darse otra segunda crecida y se embalsan casi 11 hm<sup>3</sup> más que elevan el agua centímetros por encima del umbral del vertedero. En total, entre las dos crecidas embalsaron la gran cantidad de 18.80 hm<sup>3</sup>.

Cabe destacar que el aporte de caudal al embalse de Santomera de la figura anterior se corresponde a la suma de las aportaciones de la rambla de Abanilla y la rambla propia del Embalse. Para poder apreciar el impacto que tuvo la rambla de Abanilla en el embalse, se recurre a la siguiente figura:

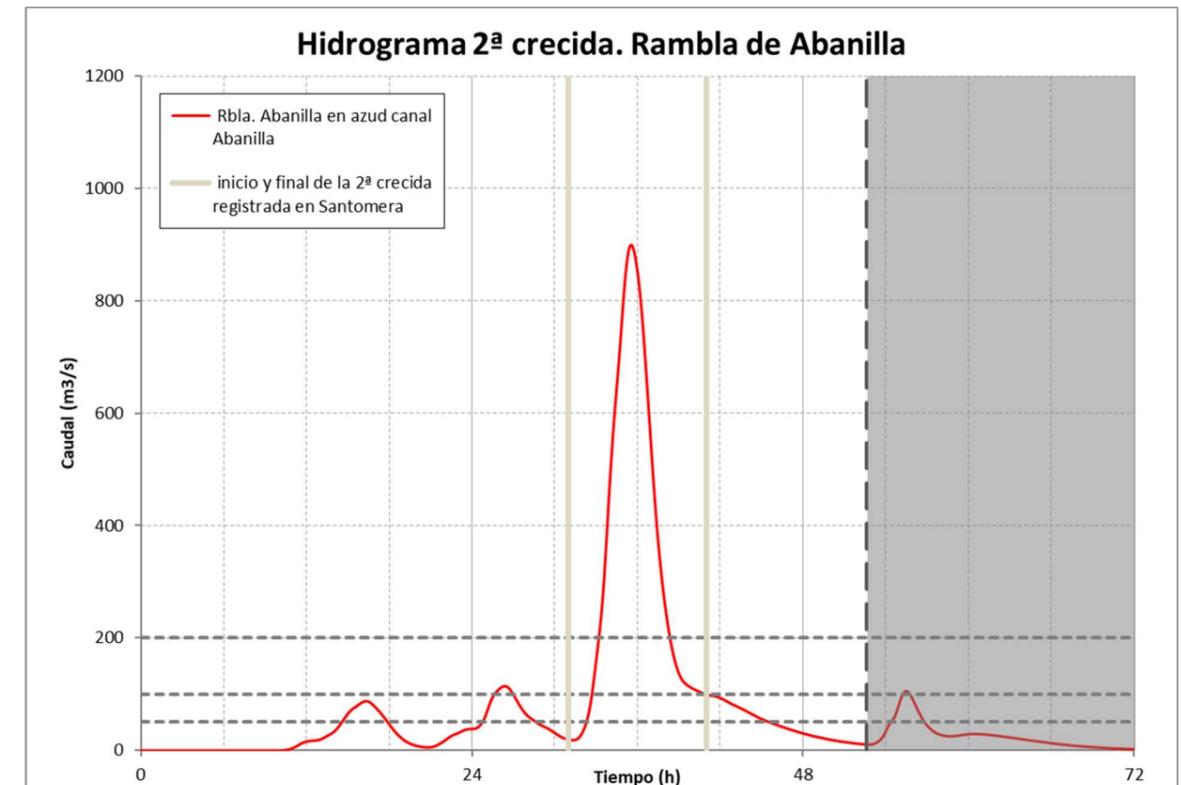


Figura 1.2.4.4. Hidrograma de segunda crecida en Azud de derivación. (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021)

En la anterior figura se puede observar cómo prácticamente coincide el pico del hidrograma en el azud de Abanilla con la segunda crecida ocurrida en el embalse de Santomera.

En cuanto a la asignación de caudales, a la rambla de Abanilla se le puede atribuir en torno a 7 hm<sup>3</sup> de los 11 hm<sup>3</sup> de la segunda crecida. El continuo aporte de caudal al embalse desde Abanilla fue incapaz de detenerse debido a la inoperatividad de las compuertas que regulan los túneles de derivación en el azud.

Por suerte para el embalse, la capacidad de trasvase del canal se vio reducida drásticamente respecto a su capacidad máxima, lo que evitó el aporte de más caudal y que el nivel en el embalse pudiera ascender hasta la cota de coronación, 101.5 msnm y comprometer la seguridad de la presa de Santomera.

El canal trasvase, con resguardo máximo, puede vehicular alrededor de 340 m<sup>3</sup>/s y se estima que, en septiembre de 2019, el caudal era de 121 m<sup>3</sup>/s. Esta reducción de la capacidad se produjo debido al desbordamiento originado por el estrangulamiento existente en su desembocadura y a la escasa capacidad del tramo en túnel (ver figura 12) (Vives, 2018).

Es por esto por lo que las actuaciones de remodelación del azud no solo deben tener en cuenta los posibles efectos aguas abajo del Azud sino también aquellos relativos al embalse de Santomera.

### B. CUENCA RAMBLA DE ABANILLA – BENFERRI (AGUAS ABAJO DEL AZUD)

En el evento de septiembre de 2019, esta zona es la que se vio más perjudicada por la avenida de la rambla de Abanilla.



Figura 1.2.4.5. Vista aérea: cauce rambla Abanilla aguas abajo del Azud. (Fuente: (InfoIGME - Visor cartográfico del IGME, s. f.)

En la figura 1.2.4.5 se puede apreciar la razón de los daños producidos en Benferri y las poblaciones de alrededor, la pérdida del cauce de la rambla de Abanilla.

Además, la capacidad del cauce dista mucho del caudal que se vio obligado a vehicular en septiembre de 2019. Según el estudio hidrológico previo, el caudal punta en el azud en septiembre de 2019 fue de 1200 m<sup>3</sup>/s (ver figura 1.2.4.6). Teniendo en cuenta que el canal trasvase solo fue capaz de transportar al embalse 121 m<sup>3</sup>/s, el caudal restante siguió su curso desbordando el azud e inundando Benferri y gran parte de Orihuela y poblaciones vecinas.

En caso de que el canal hubiera maximizado su capacidad de transporte, el escenario habría sido mucho menos desfavorable en Benferri y Orihuela. De los más de 400 m<sup>3</sup>/s que es capaz de trasvasar el canal llegando a agotar el resguardo, éste operaba al 30% de su capacidad de diseño.

En resumen, la inexistencia de cauce a la altura de Benferri obliga a intentar reducir en todo lo posible los vertidos aguas abajo del azud y desviar el máximo caudal posible a Santomera, teniendo un control total sobre las compuertas de derivación en caso de que el volumen acumulado en Santomera fuera excesivo. No obstante, con el nuevo proyecto de encauzamiento de la rambla de Abanilla al río Segura se conseguirá un canal con capacidad para vehicular 170 m<sup>3</sup>/s (Informe



de Viabilidad del Proyecto de Construcción de las Obras de Encauzamiento de la Rambla de Abanilla al Río Segura (Martínez Muñoz, 2009).pdf, s. f.). Esto hará que esta zona sea menos susceptible de inundarse en crecidas de periodos de retorno bajos (50 años o menos).

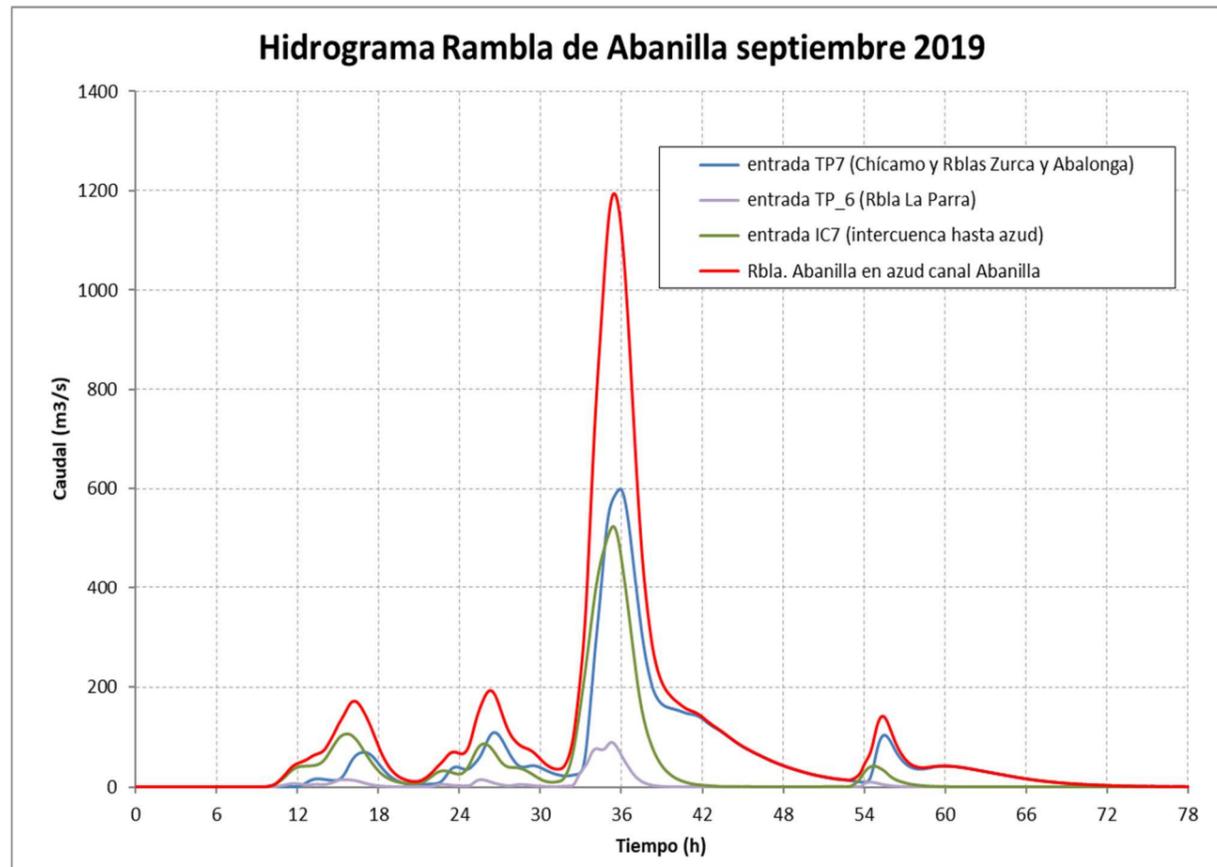


Figura 1.2.4.6. Hidrograma Rambla Abanilla: septiembre 2019 (Fuente: estudio hidrológico previo, 2021)



## 1.2.5. ANEJO 05. DISEÑO AZUD E INSTALACIONES

En este anejo se lleva a cabo el diseño del azud y de las instalaciones de cabecera del canal trasvase. Se divide en tres partes en las que en cada una de ellas se aborda el diseño de: túneles de captación, compuertas y azud, respectivamente.

### A. TÚNELES DE DERIVACIÓN

En primer lugar, se estudia el diseño de los túneles encargados de captar el agua y derivarla al canal trasvase. Se considera primero esta parte ya que, como se ha explicado en el Anejo 02 "Cálculo Hidráulico 1. Pérdida de energía en los túneles de derivación", es el primer eslabón de la cadena. Su diseño se orienta a la optimización de la capacidad del canal trasvase, cuya capacidad es de 340 m<sup>3</sup>/s (con el máximo resguardo).

Actualmente existen dos túneles en el pie del azud cuya capacidad, de unos 86 m<sup>3</sup>/s cada uno, se ha estimado en el Anejo de cálculos hidráulico 1.

Estos dos túneles, con el nivel de agua a la cota 122 msnm (clave de los túneles), podrían captar solo 172 m<sup>3</sup>/s. Este caudal se considera insuficiente para suministrar al canal y aprovechar su capacidad. Para solventar dicho problema se plantean dos posibles soluciones:

- Construcción de un tercer túnel:

En esta opción se plantea la construcción de un tercer túnel de captación contiguo a los otros dos ya existentes y que desemboque en el arenoso, al igual que los otros. Con esta opción se conseguiría derivar un caudal de 260 m<sup>3</sup>/s con el nivel de agua a la cota 122 msnm (clave de los túneles), lo que ayudaría, en gran parte, a la acción laminadora del azud.

Otra ventaja que presenta esta opción es que permite reducir la cota del umbral de vertedero del azud. Al derivar más caudal, la lámina de agua no se elevará tanto como con simplemente dos túneles.

Presentadas las ventajas, solo existe un inconveniente. Éste sería la gran inversión que supone la construcción de un túnel, de encofrado curvo, de 555.16 m de longitud.

- No actuación:

Esta opción, supondría un gran ahorro en el presupuesto de la obra. No obstante, presenta numerosos inconvenientes que corroboraron lo ocurrido en septiembre de 2019.

Con esta opción, quedaría muy lejos el objetivo de la optimización de la capacidad del canal trasvase, como ya se ha explicado anteriormente. Como consecuencia, se limitaría el flujo y captación del agua a través de los túneles por lo que el nivel de la lámina de agua ascendería considerablemente.

Además, la no actuación, también encarecería la obra de manera indirecta ya que, para derivar el máximo caudal por los túneles, habría que elevar la cota de umbral de vertedero del azud y, a su vez, aumentar la longitud de su labio para intentar que no sea excesivo el aumento de la lámina de agua e inunde las instalaciones de cabecera del azud.

Finalmente, una vez expuesto las dos opciones, en el diseño final se incluye la construcción de un tercer túnel en el que se evaluará el comportamiento del conjunto (azud, compuertas y túneles). Como los otros dos túneles existentes, éste último estará también regulado en su toma por una compuerta de sector.

### B. COMPUERTAS EN EL CUERPO DEL AZUD

Para el diseño final de la infraestructura, se contempla la construcción de un tramo con compuertas de sector en el cuerpo del azud. La presencia de compuertas se debe principalmente a dos factores: sedimentos y periodos de retorno bajos.

El RTSPE aprobado en el año 1996 exige, en materia de grandes presas, la existencia de, como mínimo (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, s. f., Capítulo 15):

- Dos desagües de fondo
- Dos órganos de cierre (de seguridad/aguas arriba y de control/aguas abajo)

Puesto que la remodelación es de un azud, no se contempla la construcción de desagües de fondo. No obstante, para evitar una posible obturación de los túneles de captación por sedimentos, se colocará un tramo a compuertas en el azud con su umbral de vertedero lo más bajo posible para poder evacuar los posibles sedimentos que puedan acumularse al pie del azud.



La otra función de las compuertas está relacionada a la optimización de la capacidad del canal situado aguas abajo que enlaza la rambla de Abanilla con el río Segura, como consecuencia de la pérdida del cauce de ésta a la altura de Benferri.

La capacidad de las compuertas irá asociada a un periodo de retorno medio bajo. Para este periodo de retorno se tiene en cuenta: la capacidad de los túneles de derivación (entre 260 y 340 m<sup>3</sup>/s, máximo impuesto por la capacidad del canal trasvase) y la del susodicho canal (170 m<sup>3</sup>/s) (*Informe de Viabilidad del Proyecto de Construcción de las Obras de Encauzamiento de la Rambla de Abanilla al Río Segura (Martínez Muñoz, 2009).pdf*, s. f.)

Por lo tanto, el tramo de compuertas irá situado a una cota y con una capacidad adecuadas a periodos de retorno con caudales pico entre 430 y 510 m<sup>3</sup>/s. En caso de que se produzca una avenida con caudales superiores, la función de las compuertas se reduciría a, únicamente, evacuar sedimentos.

### C. VERTEDERO FIJO DEL AZUD

Las características del azud vienen marcadas principalmente por los hidrogramas proporcionados por el estudio hidrológico de crecidas previo. El diseño de éste debe tener en cuenta todo lo explicado anteriormente relativo a las compuertas y los túneles. Se debe intentar buscar una solución de compromiso entre derivar el máximo caudal posible por los túneles al embalse de Santomera y desplazar en el tiempo el pico de la crecida, es decir, laminar la avenida.

Según la ecuación que describe el caudal aliviado por un aliviadero fijo, explicado en el Anejo 03 "Laminación de Avenidas" se puede explicar de mejor forma la problemática existente:

$$\text{Caudal vertido} = K * L * h^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

h = Energía específica medida desde el umbral de vertedero

L = Longitud útil del vertedero

K = Coeficiente de desagüe

Como se puede deducir, para un mismo caudal punta, a menor sea la longitud del vertedero mayor será la altura de la lámina de agua (mayor riesgo de inundación y mayor caudal derivado a los túneles). Por otro lado, a mayor sea la longitud del vertedero menor será la cota de la lámina de agua.

Hay que tener en cuenta también el aspecto económico de la obra pues a mayor longitud de vertedero, mayor será el presupuesto de ésta. Por lo que todos estos aspectos tienen que estar equilibrados en la solución final

En cuanto a la función que se le asigna, es bien distinta a la de las compuertas. Para su diseño se tendrá en cuenta periodos de retorno lo más elevado posibles. De esta forma, se tendrá una infraestructura muy versátil en cuanto a periodos de retorno. Por un lado, los túneles pueden laminar completamente avenidas pequeñas (caudales pico desde 260 m<sup>3</sup>/s hasta 340 m<sup>3</sup>/s) y, junto con las compuertas, ambos pueden laminar avenidas de mayor envergadura. Y, por otro lado, avenidas de periodos de retorno elevados pondrán en funcionamiento todo el sistema conjunto: túneles, compuertas y vertedero principal.

Una vez expuestos los elementos que compondrán la remodelación de la infraestructura existente, para terminar de concretar sus características, se procederá a la simulación de avenidas de distintos periodos de retorno obtenidas a partir del estudio hidrológico de crecidas previo a este estudio. Lo expuesto en este anejo junto con la información del Anejo N° 02 "Cálculo Hidráulico 1. Pérdidas de energía en los túneles de derivación" y el Anejo N° 03 "Laminación de Avenidas" reflejará el comportamiento del conjunto de instalaciones ante avenidas de distinto periodo de retorno. El diseño final será aquel que mejor se adapte a las premisas explicadas en este Anejo. A continuación, se adjunta una serie de distintas soluciones de diseño con sus respectivos hidrogramas. Cabe destacar que todas las distintas soluciones comparten una característica en común: la construcción de un tercer túnel de captación, regulado con compuerta de sector, situado en el pie del azud con las mismas dimensiones que los otros dos existentes. Por último, en todas las alternativas de diseño se ha ido variando las cotas y longitudes tanto del vertedero del azud como el de las compuertas.

El objetivo de estas comparaciones es observar la distribución de caudales que se produce en el azud, tanto al embalse de Santomera como el que se desborda en el azud y sigue su curso por la rambla de Abanilla. Con esto, se intenta aprovechar la capacidad tanto del canal Benferri – río Segura como la del canal Azud – embalse de Santomera. En los diseños se hará una evolución en cuanto a cota y longitud, empezando desde las más bajas posibles y acabando en las más altas.



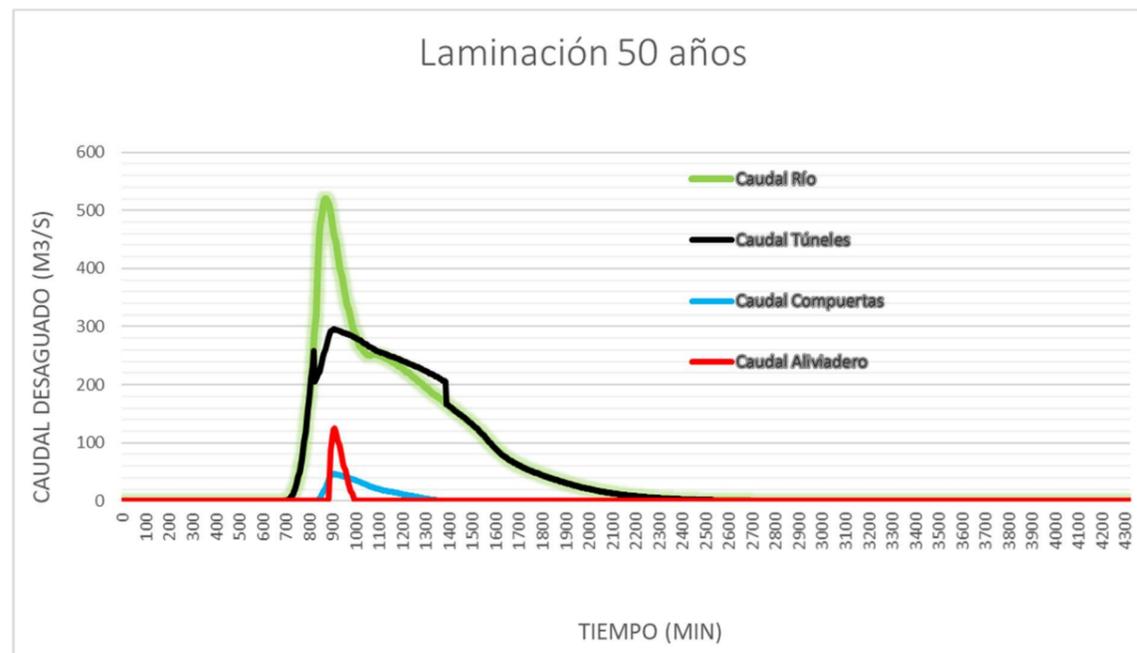
### DISEÑO N°1

Cota Umbral Aliviadero (msnm)	124.3
Long. Total aliviadero (m)	205.5
Cota compuertas (msnm)	122
Long. Total (m)	6

Figura 1.2.5.1. Características básicas Diseño N°1 (Fuente: elaboración propia, 2021)

En este primer diseño se ha dispuesto el vertedero principal del azud a la cota 124.3 msnm y se le ha dotado de 205.5 m de longitud. Por otro lado, el tramo de compuertas, de 6 metros, estará formado por dos compuertas de sector de 3x5 metros en las que su umbral de vertedero irá situado a la cota 122 msnm.

En esta solución se ha buscado acortar lo máximo posible el tramo de compuertas pues se considera el de mayor valor económico.



Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)	124.7388
Pico Caudal Túneles (m3/s)	295
Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)	171

Figura 1.2.5.2. Hidrograma Azud Diseño N°1: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

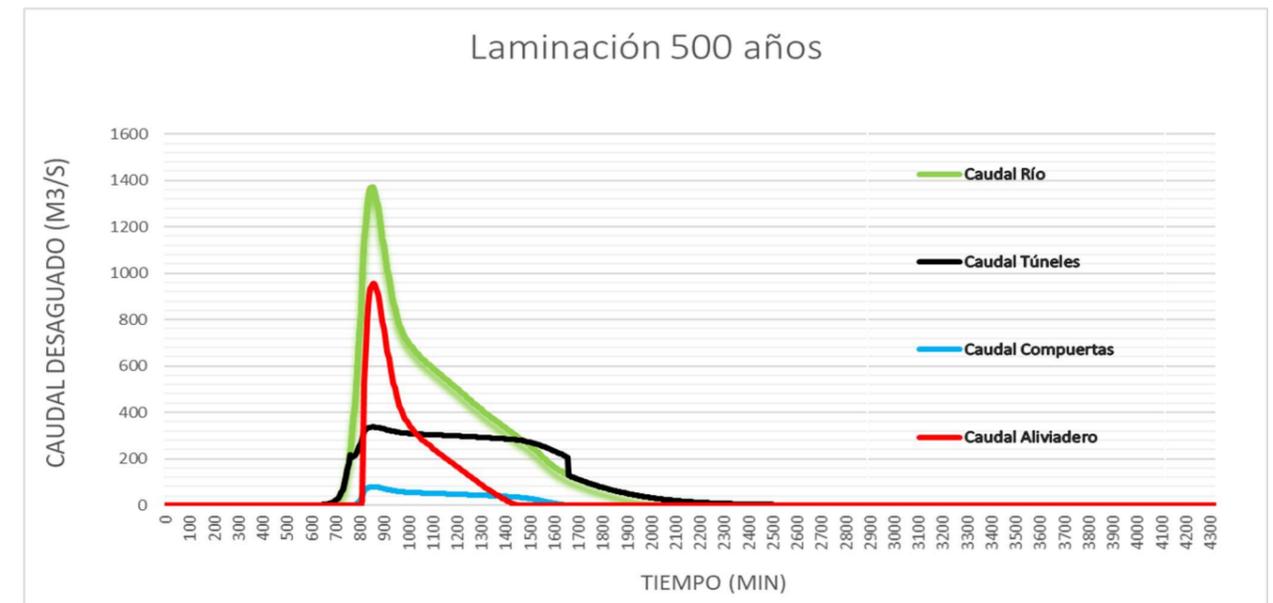
Donde:

- Pico desaguado al río: caudal **aliviadero azul** + caudal **compuertas**
- Caudal **río**: caudal procedente del río Chícamo + caudal ramblas aguas arriba del azud

En la figura anterior se puede observar cómo para este periodo de retorno de 50 años, con un caudal punta que llega al azud de 520 m<sup>3</sup>/s, se maximiza la capacidad del canal rambla de Abanilla – río Segura. Por las compuertas se desaguan 46 m<sup>3</sup>/s y por el vertedero principal del azud; 125 m<sup>3</sup>/s, en total 171 m<sup>3</sup>/s.

Por otro lado, el caudal que se deriva a los tres túneles de captación es gran parte del pico del hidrograma, 295 m<sup>3</sup>/s. Con respecto a los demás diseños, es éste el que mejor se adapta a la capacidad de los dos canales, llegando a aprovechar el 100% del canal de capacidad 170 m<sup>3</sup>/s y el 86% del canal trasvase, con capacidad de 340 m<sup>3</sup>/s.

En cuanto a la laminación de una avenida con periodo de retorno de 500 años se tiene el siguiente hidrograma:



Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)	126.0116
Pico Caudal Túneles (m3/s)	337
Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)	1036

Figura 1.2.5.3. Hidrograma Azud Diseño N°1: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)



El pico de la avenida de esta crecida está en torno a 1400 m<sup>3</sup>/s, ligeramente superior a la de septiembre de 2019.

Esta vez, el pico de la crecida sigue su curso por el cauce hasta Benferri, con una punta de alrededor de 1000 m<sup>3</sup>/s, claramente superior a la capacidad del canal situado al final del cauce de la rambla de Abanilla, aunque este diseño es el que más rebaja el pico aguas abajo del azud. No obstante, un aspecto positivo a destacar es que se aprovecha casi al 100%, respetando los resguardos, la capacidad del canal trasvase que desemboca en el embalse de Santomera, siendo el caudal punta en éste de 337 m<sup>3</sup>/s. Otra vez, este diseño es el que mejor se adapta en este periodo de retorno al canal trasvase.

Por último, este diseño es el que más eleva la lámina de agua durante toda la crecida, a la cota 126.01 msnm. No obstante, esta cota no presenta problema alguno pues la coronación e instalaciones se situarán a la 128 msnm.

## - DISEÑO N°2

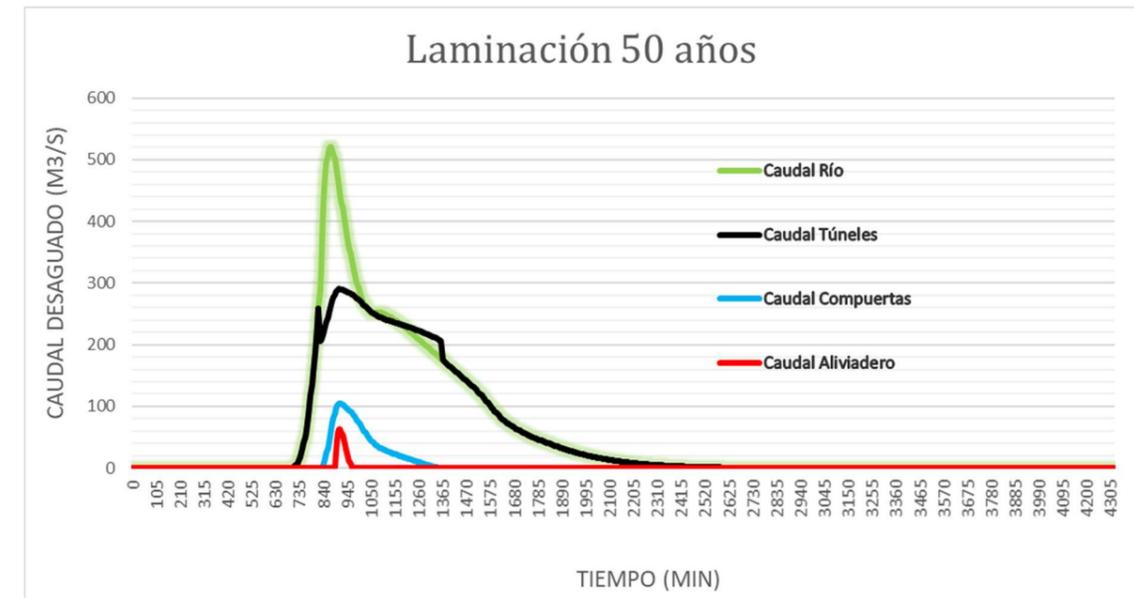
Cota Umbral Aliviadero (msnm)	124.3
Long. Total aliviadero (m)	200
Cota compuertas (msnm)	122
Long. Total (m)	13.5

Figura 1.2.5.4. Características básicas Diseño N°2 (Fuente: elaboración propia, 2021)

En este diseño se ha optado por reducir ligeramente la longitud del vertedero principal del azud a 200 m (manteniendo su cota) y de aumentar la longitud del tramo de compuertas a un total de 13.5 metros (manteniendo su cota también).

Con la misma premisa que el diseño N°1, teniendo como referencia el periodo de retorno de 50 años para el diseño de las compuertas, con 5 metros menos de longitud de vertedero principal que el diseño N°1 se ha tenido que aumentar el tramo de compuertas para poder aprovechar la

capacidad del canal de la cola de la rambla de Abanilla. Como se puede ver en la siguiente figura, el caudal pico desaguado al río (compuesto por el caudal desaguado por las compuertas y por el vertedero del azud) asciende a 168 m<sup>3</sup>/s, casi el 100% de su capacidad.

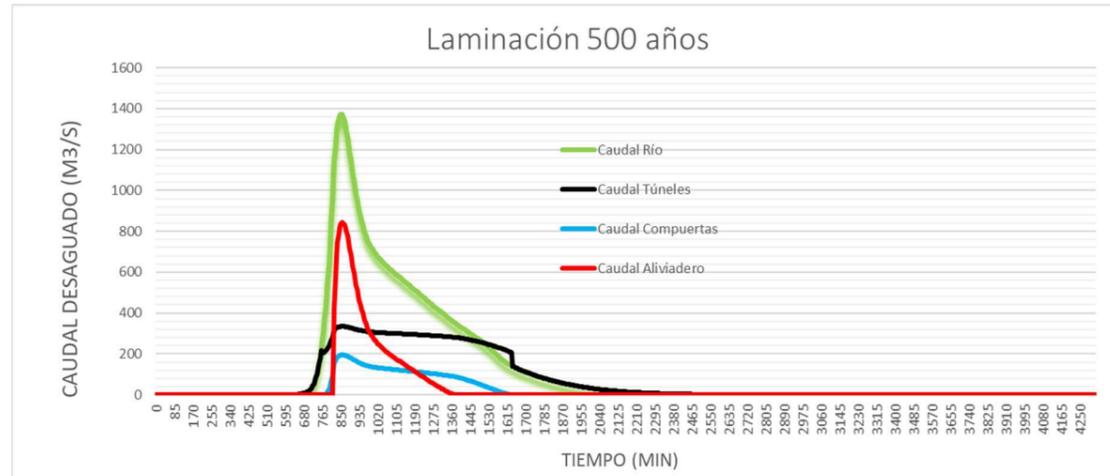


Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)	124.59066
Pico Caudal Túneles (m3/s)	290
Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)	168

Figura 1.2.5.5. Hidrograma Azud Diseño N°2: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

Al aumentar la longitud del tramo de compuertas, respecto el diseño N°1, el caudal vertido al cauce por éstas aumenta. El resto de los parámetros permanecen muy similares.

La siguiente figura se corresponde al hidrograma con periodo de retorno 500 años:



<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>125.9305</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>334</b>
<b>Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)</b>	<b>1038</b>

Figura 1.2.5.6. Hidrograma Azud Diseño N°2: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

Observando la figura anterior, apenas hay diferencia con el diseño N°1 a excepción del caudal vertido a través de las compuertas. Considerando el aspecto económico, el diseño N°1 prevalecería sobre el N°2 por el hecho de tener menos longitud con compuertas pues el metro lineal de éstas es más elevado que el metro lineal de azud (es simplemente hormigón en masa).

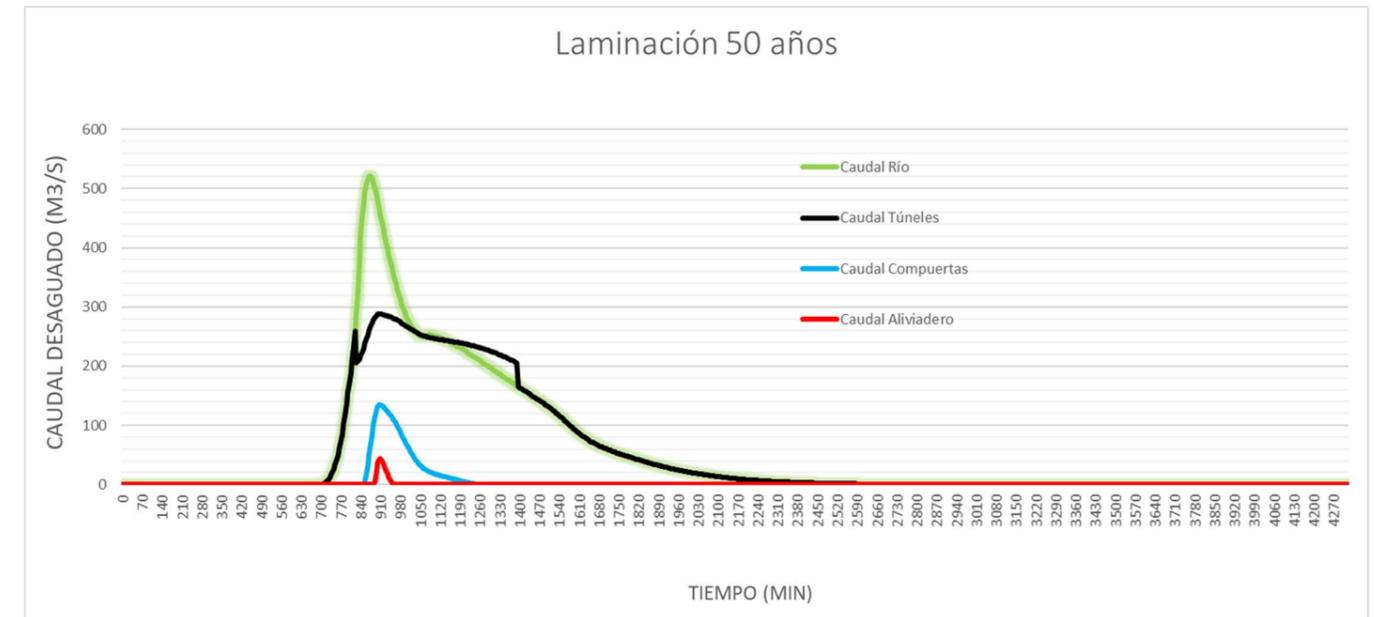
### DISEÑO N°3

<b>Cota Umbral Aliviadero (msnm)</b>	<b>124.3</b>
<b>Long. Total aliviadero (m)</b>	<b>200</b>
<b>Cota compuertas (msnm)</b>	<b>122.8</b>
<b>Long. Total (m)</b>	<b>30</b>

Figura 1.2.5.7. Características básicas Diseño N°3 (Fuente: elaboración propia, 2021)

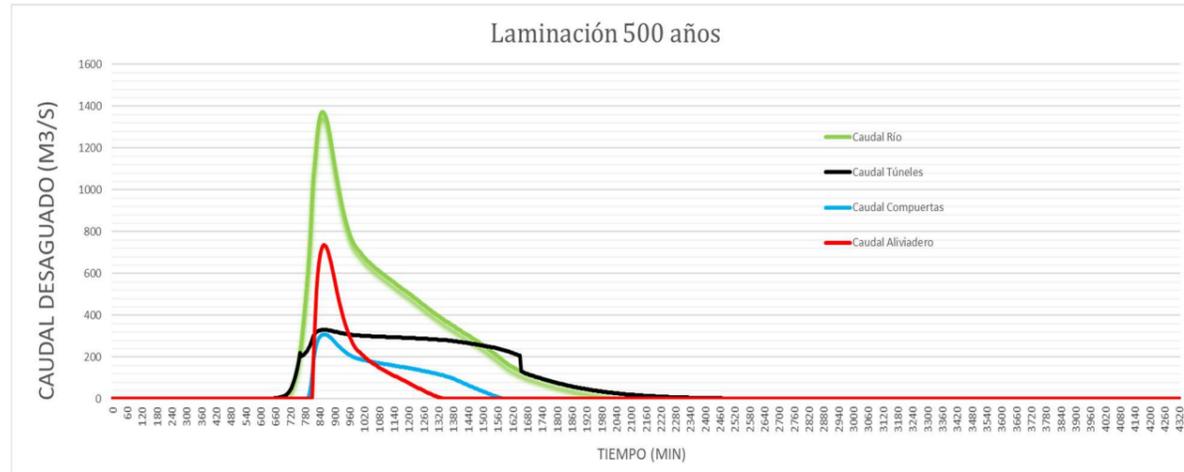
El diseño N°3 se diferencia del N°2 en la cota y longitud de las compuertas. En una primera instancia se optó por simplemente elevar su cota, pero, en consecuencia, durante el periodo de retorno de 50 años el caudal aliviado por las compuertas y aliviadero era insuficiente. Para poder aprovechar la capacidad del canal de aguas abajo y que, además, la cota de la lámina de agua a los 50 años no sobrepasara los 126 msnm se ha tenido que ampliar la longitud del tramo de compuertas a 30 metros.

Como consecuencia, este diseño, con tramo de 30m a cubrir con compuertas sobreelevaría el presupuesto de la obra. Por tanto, este diseño queda descartado, ya que los resultados tanto en periodo de 50 años como en el de 500 son similares o incluso peores que en los anteriores diseños. En el periodo de retorno de 50 años (ver figura 1.2.5.8) el pico de caudal desaguado al río excede la capacidad del canal de 170 m³/s.



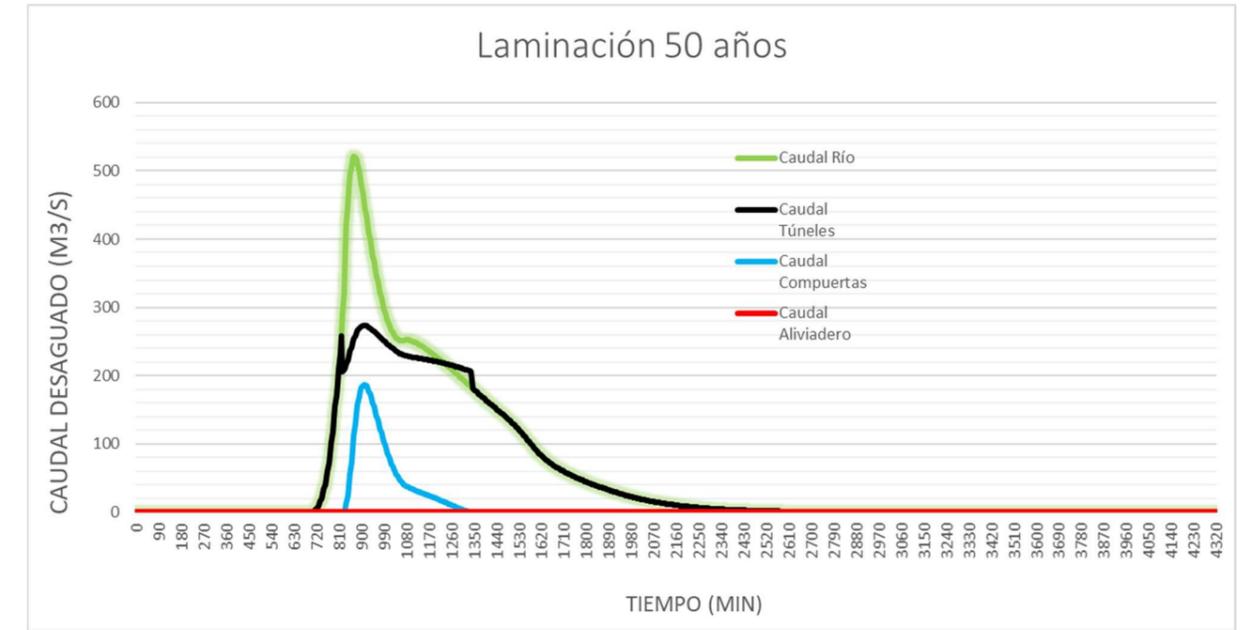
<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>124.5907</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>288</b>
<b>Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)</b>	<b>178</b>

Figura 1.2.5.8. Hidrograma Azud Diseño N°3: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021)



<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>125.9305</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>329</b>
<b>Pico Caudal Desagudo al río (m3/s)</b>	<b>1043</b>

Figura 1.2.5.9. Hidrograma Azud Diseño N°3: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)



<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>124.07</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>273</b>
<b>Pico Caudal Desagudo al río (m3/s)</b>	<b>187</b>

Figura 1.2.5.11. Hidrograma Azud Diseño N°4: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

## DISEÑO N°4

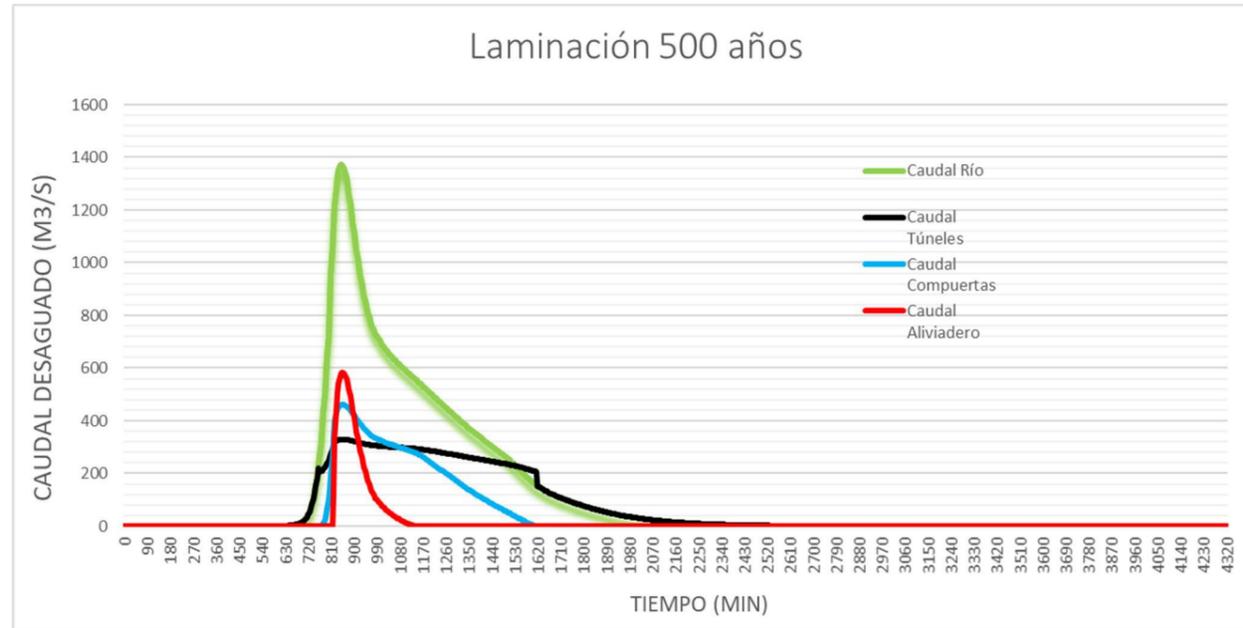
<b>Cota Umbral Aliviadero (msnm)</b>	<b>124.7</b>
<b>Long. Total aliviadero (m)</b>	<b>260</b>
<b>Cota compuertas (msnm)</b>	<b>122</b>
<b>Long. Total (m)</b>	<b>31.5</b>

Figura 1.2.5.10. Características básicas Diseño N°4 (Fuente: elaboración propia, 2021)

El diseño N°4 tiene respecto los demás diseños mayor cota en el umbral de aliviadero en el azud, situado a 124.7 msnm y tiene una longitud mucho mayor que los anteriores, 260 m. Las compuertas, en cambio, tienen similar longitud al diseño N°3, pero situadas 0.8m por debajo, a 122 msnm.

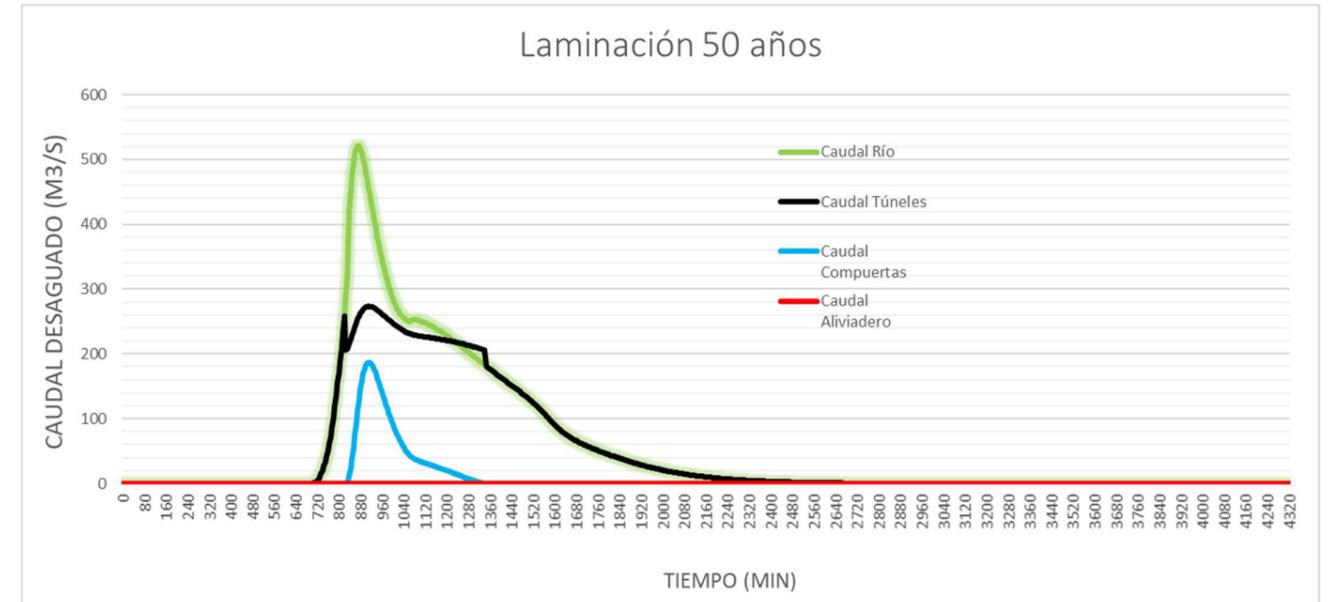
El hecho de elevar la cota del aliviadero del azud, bajar la de las compuertas y dotar de gran longitud a éstas hace que, en periodos de retorno de 50 años, el azud no se vea desbordado y todo el caudal se reparte entre los túneles de captación y las compuertas. Sin embargo, esto tiene un aspecto negativo: los túneles solo captan 273 m<sup>3</sup>/s por el hecho de que la altura de la lámina de agua sobre la clave de éstos es escasa. A esto se le añade que el caudal desagudo por las compuertas excede la capacidad del canal en Benferri (187 > 170 m<sup>3</sup>/s)

En cuanto a la laminación de la avenida de 500 años (ver figura 1.2.5.12), este diseño proporciona similares resultados a los demás diseños. Teniendo en cuenta el criterio económico, se descarta también este diseño porque tiene más longitud de tramo de compuertas y de azud que los demás.



<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>125.7782</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>329</b>
<b>Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)</b>	<b>1044</b>

Figura 1.2.5.12. Hidrograma Azud Diseño N°4: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)



<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>125.9377</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>273</b>
<b>Pico Caudal Desaguado al río (m3/s)</b>	<b>187</b>

Figura 1.2.5.13. Hidrograma Azud Diseño N°5: periodo de retorno 50 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

## DISEÑO N°5

<b>Cota Umbral Aliviadero (msnm)</b>	<b>125</b>
<b>Long. Total aliviadero (m)</b>	<b>300</b>
<b>Cota compuertas (msnm)</b>	<b>122</b>
<b>Long. Total (m)</b>	<b>31.5</b>

Figura 1.2.5.13. Características básicas Diseño N°3 (Fuente: elaboración propia, 2021)

Por último, se presenta el diseño N°5, diseño con más cota y mayor longitud de aliviadero principal, aunque mismas características en el tramo de compuertas que el diseño N°4.

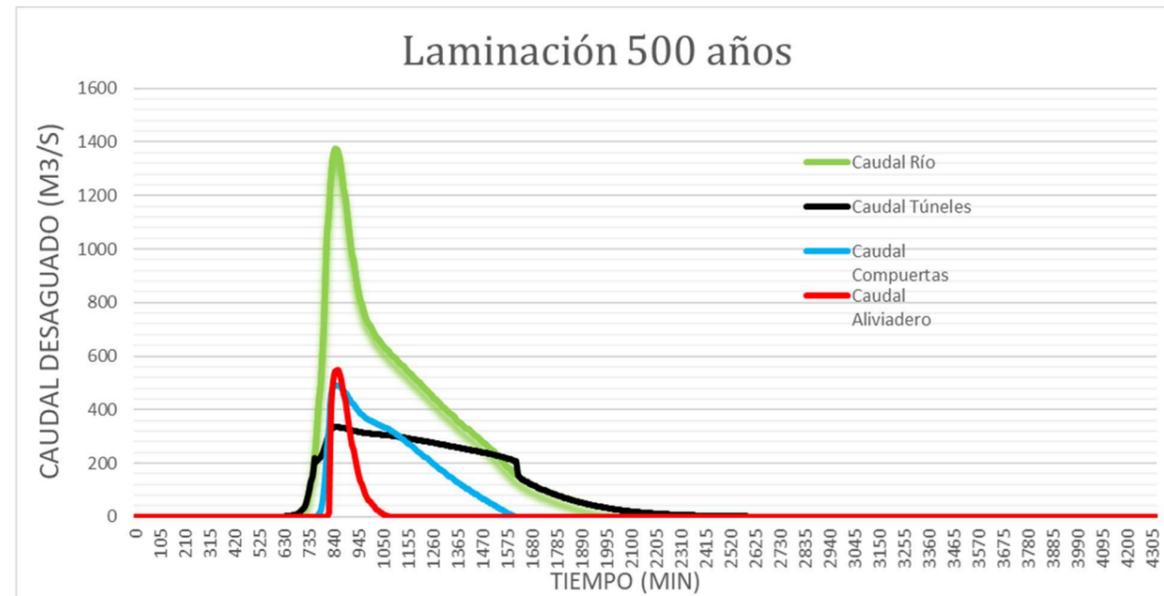
Como el diseño N°4, al subir la cota del aliviadero principal, las compuertas y los túneles laminan por completo avenidas de pequeño periodo de retorno (ver figura 1.2.5.13).

En cuanto a la laminación de avenida de 500 años de periodo de retorno, se puede observar que al elevar la cota del vertedero principal se reduce (con respecto a los otros diseños) el caudal vertido por éste. Como consecuencia, la lámina de agua tiende a elevar su cota y con ello los túneles captan más caudal, agotando poco a poco la capacidad del canal trasvase a Santomera.

Es por esto por lo que se ha tenido que alargar el vertedero del azud a 300 metros. A la cota 125 msnm y con menos de 300 m de longitud de labio, los túneles derivaban al canal trasvase un caudal superior al de su capacidad máxima.

Análogamente al diseño N°4, el reparto de caudales en altos periodos de retorno es bueno ya que aprovecha la capacidad del canal trasvase, pero sacrificando la variable económica al disponer de un aliviadero de 300 metros de longitud y 31.5 metros de compuertas.

En conclusión, mucha mayor envergadura que los demás diseños y proporciona resultados similares por lo que se considera un diseño ineficiente.



<b>Máxima cota que alcanza la lámina de agua (msnm)</b>	<b>125.9377</b>
<b>Pico Caudal Túneles (m3/s)</b>	<b>334</b>
<b>Pico Caudal Desaguardo al río (m3/s)</b>	<b>1039</b>

Figura 1.2.5.14. Hidrograma Azud Diseño N°5: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

Para finalizar, una vez expuesto los distintos diseños y parámetros modificables en el diseño del azud, se escoge como diseño final el N°1.

Se considera este diseño como el más eficiente, económico y más versátil ante distintos periodos de retorno. Además, teniendo en cuenta el caudal acumulado trasvasado al embalse de Santomera en todos los hidrogramas de 500 años (diseño N°1: 17.2 hm<sup>3</sup>; diseño N°2: 17.6 hm<sup>3</sup>; diseño N°3: 17.2 hm<sup>3</sup>; diseño N°4: 16.6 hm<sup>3</sup> y diseño N°5: 16.7 hmm<sup>3</sup>) se colocarán compuertas tajaderas en el arranque del canal trasvase. De esta forma, junto con las compuertas de sector que regulan los túneles de captación en la cabecera del azud, se podrá ejercer un exhausto control hidráulico durante toda la duración de la crecida sobre el flujo de agua trasvasado al embalse y también evitar que el nivel de la lámina de agua en éste supere la cota del vertedero (98 msnm) como en 2019.

Se adjuntan una últimas figuras acerca de la laminación que ilustra la variación de la cota de la lámina de agua y volumen embalsados durante la crecida y el pequeño desplazamiento que sufre la punta de la avenida de periodo de retorno 500 años con el diseño final; N°1. La pequeña desviación que sufre al inicio de la crecida se produce gracias a los túneles de derivación pues son los primeros en captar el caudal entrante. Con el tiempo, al verse superada su capacidad, se reduce la acción laminadora y la cota de la lámina de agua asciende rápidamente llegando a desbordar por el vertedero fijo y móvil.







725.00	300.00	53.40	0.00	-2.30	53	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
730.00	300.00	67.40	0.00	-2.30	67	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
735.00	300.00	84.00	0.00	-2.30	84	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
740.00	300.00	103.20	0.00	-2.30	103	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
745.00	300.00	125.30	0.00	-2.30	125	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
750.00	300.00	151.10	0.00	-2.30	151	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
755.00	300.00	182.00	0.00	-2.30	182	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
760.00	300.00	219.00	0.00	-2.30	219	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	122.00
765.00	300.00	262.30	0.00	-2.30	205	0	0	0.00	0.02	0.02	0.05	122.05
770.00	300.00	315.20	0.05	-2.25	207	0	0	0.02	0.03	0.05	0.10	122.16
775.00	300.00	373.40	0.16	-2.14	211	1	0	0.05	0.05	0.10	0.16	122.31
780.00	300.00	433.50	0.31	-1.99	216	2	0	0.10	0.06	0.16	0.21	122.52
785.00	300.00	497.30	0.52	-1.78	223	3	0	0.16	0.08	0.24	0.26	122.78
790.00	300.00	566.10	0.78	-1.52	231	6	0	0.24	0.10	0.34	0.32	123.10
795.00	300.00	640.60	1.10	-1.20	241	11	0	0.34	0.12	0.46	0.37	123.47
800.00	300.00	722.10	1.47	-0.83	254	16	0	0.46	0.14	0.60	0.43	123.91
805.00	300.00	832.40	1.91	-0.39	268	24	0	0.60	0.16	0.76	0.52	124.43
810.00	300.00	955.60	2.43	0.13	285	35	19	0.76	0.18	0.94	0.59	125.02
815.00	300.00	1059.90	3.02	0.72	304	48	262	0.94	0.13	1.08	0.43	125.45
820.00	300.00	1145.80	3.45	1.15	318	59	528	1.08	0.07	1.15	0.23	125.68
825.00	300.00	1218.30	3.68	1.38	326	65	696	1.15	0.04	1.19	0.13	125.81
830.00	300.00	1278.10	3.81	1.51	330	68	794	1.19	0.03	1.21	0.08	125.89
835.00	300.00	1322.50	3.89	1.59	333	71	860	1.21	0.02	1.23	0.06	125.95
840.00	300.00	1351.70	3.95	1.65	335	72	907	1.23	0.01	1.24	0.04	125.98
845.00	300.00	1367.80	3.98	1.68	336	73	937	1.24	0.01	1.25	0.02	126.00
850.00	300.00	1373.50	4.00	1.70	336	74	955	1.25	0.00	1.25	0.01	126.01
855.00	300.00	1370.40	4.01	1.71	337	74	962	1.25	0.00	1.25	0.00	126.01
860.00	300.00	1359.70	4.01	1.71	337	74	960	1.25	0.00	1.25	-0.01	126.00
865.00	300.00	1342.30	4.00	1.70	336	74	951	1.25	-0.01	1.24	-0.02	125.98
870.00	300.00	1319.10	3.98	1.68	336	73	936	1.24	-0.01	1.23	-0.02	125.96
875.00	300.00	1290.90	3.96	1.66	335	72	915	1.23	-0.01	1.22	-0.03	125.93
880.00	300.00	1258.80	3.93	1.63	334	72	890	1.22	-0.01	1.21	-0.04	125.89
885.00	300.00	1223.90	3.89	1.59	333	71	861	1.21	-0.01	1.20	-0.04	125.85
890.00	300.00	1187.50	3.85	1.55	331	69	830	1.20	-0.01	1.19	-0.04	125.81
895.00	300.00	1150.70	3.81	1.51	330	68	797	1.19	-0.01	1.18	-0.04	125.77
900.00	300.00	1114.40	3.77	1.47	329	67	763	1.18	-0.01	1.16	-0.04	125.72
905.00	300.00	1079.10	3.72	1.42	327	66	730	1.16	-0.01	1.15	-0.04	125.68
910.00	300.00	1045.20	3.68	1.38	326	65	697	1.15	-0.01	1.14	-0.04	125.64
915.00	300.00	1012.60	3.64	1.34	325	64	666	1.14	-0.01	1.12	-0.04	125.60
920.00	300.00	981.40	3.60	1.30	323	63	636	1.12	-0.01	1.11	-0.04	125.56
925.00	300.00	951.70	3.56	1.26	322	62	608	1.11	-0.01	1.10	-0.04	125.52
930.00	300.00	923.60	3.52	1.22	321	61	580	1.10	-0.01	1.09	-0.04	125.49
935.00	300.00	897.30	3.49	1.19	320	60	554	1.09	-0.01	1.08	-0.03	125.45
940.00	300.00	872.90	3.45	1.15	318	59	530	1.08	-0.01	1.07	-0.03	125.42
945.00	300.00	850.40	3.42	1.12	317	58	507	1.07	-0.01	1.06	-0.03	125.39
950.00	300.00	829.60	3.39	1.09	316	57	486	1.06	-0.01	1.05	-0.03	125.36
955.00	300.00	810.30	3.36	1.06	315	57	467	1.05	-0.01	1.04	-0.03	125.33
960.00	300.00	792.40	3.33	1.03	314	56	449	1.04	-0.01	1.03	-0.03	125.30
965.00	300.00	776.00	3.30	1.00	314	55	432	1.03	-0.01	1.02	-0.02	125.28
970.00	300.00	761.20	3.28	0.98	313	55	417	1.02	-0.01	1.02	-0.02	125.26
975.00	300.00	748.60	3.26	0.96	312	54	403	1.02	-0.01	1.01	-0.02	125.24
980.00	300.00	738.00	3.24	0.94	311	54	390	1.01	-0.01	1.01	-0.02	125.22
985.00	300.00	729.00	3.22	0.92	311	53	380	1.01	0.00	1.00	-0.01	125.21
990.00	300.00	720.60	3.21	0.91	310	53	371	1.00	0.00	1.00	-0.01	125.19
995.00	300.00	712.50	3.19	0.89	310	52	363	1.00	0.00	0.99	-0.01	125.18
1000.00	300.00	704.50	3.18	0.88	310	52	355	0.99	0.00	0.99	-0.01	125.17
1005.00	300.00	696.80	3.17	0.87	309	52	348	0.99	0.00	0.99	-0.01	125.16
1010.00	300.00	689.40	3.16	0.86	309	52	341	0.99	0.00	0.98	-0.01	125.15
1015.00	300.00	682.30	3.15	0.85	308	51	334	0.98	0.00	0.98	-0.01	125.13
1020.00	300.00	675.50	3.13	0.83	308	51	328	0.98	0.00	0.97	-0.01	125.12
1025.00	300.00	669.00	3.12	0.82	308	51	321	0.97	0.00	0.97	-0.01	125.11
1030.00	300.00	662.80	3.11	0.81	307	51	315	0.97	0.00	0.97	-0.01	125.10
1035.00	300.00	656.80	3.10	0.80	307	50	309	0.97	0.00	0.97	-0.01	125.09
1040.00	300.00	651.10	3.09	0.79	307	50	304	0.97	0.00	0.96	-0.01	125.08
1045.00	300.00	645.60	3.08	0.78	306	50	299	0.96	0.00	0.96	-0.01	125.08
1050.00	300.00	640.20	3.08	0.78	306	50	294	0.96	0.00	0.96	-0.01	125.07



1055.00	300.00	635.10	3.07	0.77	306	49	289	0.96	0.00	0.95	-0.01	125.06
1060.00	300.00	630.10	3.06	0.76	306	49	284	0.95	0.00	0.95	-0.01	125.05
1065.00	300.00	625.20	3.05	0.75	305	49	279	0.95	0.00	0.95	-0.01	125.04
1070.00	300.00	620.40	3.04	0.74	305	49	275	0.95	0.00	0.95	-0.01	125.03
1075.00	300.00	615.70	3.03	0.73	305	49	270	0.95	0.00	0.94	-0.01	125.03
1080.00	300.00	611.10	3.03	0.73	305	48	266	0.94	0.00	0.94	-0.01	125.02
1085.00	300.00	606.50	3.02	0.72	304	48	262	0.94	0.00	0.94	-0.01	125.01
1090.00	300.00	602.00	3.01	0.71	304	48	258	0.94	0.00	0.94	-0.01	125.00
1095.00	300.00	597.50	3.00	0.70	304	48	254	0.94	0.00	0.93	-0.01	125.00
1100.00	300.00	593.10	3.00	0.70	304	48	250	0.93	0.00	0.93	-0.01	124.99
1105.00	300.00	588.60	2.99	0.69	303	48	246	0.93	0.00	0.93	-0.01	124.98
1110.00	300.00	584.20	2.98	0.68	303	47	242	0.93	0.00	0.93	-0.01	124.97
1115.00	300.00	579.80	2.97	0.67	303	47	238	0.93	0.00	0.93	-0.01	124.97
1120.00	300.00	575.40	2.97	0.67	303	47	234	0.93	0.00	0.92	-0.01	124.96
1125.00	300.00	571.00	2.96	0.66	302	47	230	0.92	0.00	0.92	-0.01	124.95
1130.00	300.00	566.50	2.95	0.65	302	47	226	0.92	0.00	0.92	-0.01	124.94
1135.00	300.00	562.10	2.94	0.64	302	46	222	0.92	0.00	0.92	-0.01	124.94
1140.00	300.00	557.70	2.94	0.64	302	46	218	0.92	0.00	0.91	-0.01	124.93
1145.00	300.00	553.30	2.93	0.63	301	46	214	0.91	0.00	0.91	-0.01	124.92
1150.00	300.00	548.80	2.92	0.62	301	46	210	0.91	0.00	0.91	-0.01	124.91
1155.00	300.00	544.40	2.91	0.61	301	46	206	0.91	0.00	0.91	-0.01	124.90
1160.00	300.00	539.90	2.90	0.60	301	46	202	0.91	0.00	0.90	-0.01	124.90
1165.00	300.00	535.50	2.90	0.60	300	45	198	0.90	0.00	0.90	-0.01	124.89
1170.00	300.00	531.00	2.89	0.59	300	45	194	0.90	0.00	0.90	-0.01	124.88
1175.00	300.00	526.50	2.88	0.58	300	45	190	0.90	0.00	0.90	-0.01	124.87
1180.00	300.00	522.00	2.87	0.57	299	45	186	0.90	0.00	0.89	-0.01	124.86
1185.00	300.00	517.50	2.86	0.56	299	45	182	0.89	0.00	0.89	-0.01	124.86
1190.00	300.00	513.10	2.86	0.56	299	44	178	0.89	0.00	0.89	-0.01	124.85
1195.00	300.00	508.60	2.85	0.55	299	44	174	0.89	0.00	0.89	-0.01	124.84
1200.00	300.00	504.10	2.84	0.54	298	44	170	0.89	0.00	0.88	-0.01	124.83
1205.00	300.00	499.60	2.83	0.53	298	44	166	0.88	0.00	0.88	-0.01	124.82
1210.00	300.00	495.00	2.82	0.52	298	44	162	0.88	0.00	0.88	-0.01	124.81
1215.00	300.00	490.50	2.81	0.51	298	43	158	0.88	0.00	0.88	-0.01	124.81
1220.00	300.00	486.00	2.81	0.51	297	43	155	0.88	0.00	0.87	-0.01	124.80
1225.00	300.00	481.40	2.80	0.50	297	43	151	0.87	0.00	0.87	-0.01	124.79
1230.00	300.00	476.90	2.79	0.49	297	43	147	0.87	0.00	0.87	-0.01	124.78
1235.00	300.00	472.30	2.78	0.48	296	43	143	0.87	0.00	0.86	-0.01	124.77
1240.00	300.00	467.70	2.77	0.47	296	42	139	0.86	0.00	0.86	-0.01	124.76
1245.00	300.00	463.20	2.76	0.46	296	42	135	0.86	0.00	0.86	-0.01	124.75
1250.00	300.00	458.60	2.75	0.45	296	42	131	0.86	0.00	0.86	-0.01	124.74
1255.00	300.00	454.10	2.74	0.44	295	42	127	0.86	0.00	0.85	-0.01	124.73
1260.00	300.00	449.50	2.73	0.43	295	42	123	0.85	0.00	0.85	-0.01	124.72
1265.00	300.00	445.00	2.72	0.42	295	41	119	0.85	0.00	0.85	-0.01	124.72
1270.00	300.00	440.50	2.72	0.42	294	41	115	0.85	0.00	0.84	-0.01	124.71
1275.00	300.00	436.00	2.71	0.41	294	41	111	0.84	0.00	0.84	-0.01	124.70
1280.00	300.00	431.60	2.70	0.40	294	41	107	0.84	0.00	0.84	-0.01	124.69
1285.00	300.00	427.20	2.69	0.39	293	40	103	0.84	0.00	0.84	-0.01	124.68
1290.00	300.00	422.80	2.68	0.38	293	40	99	0.84	0.00	0.83	-0.01	124.67
1295.00	300.00	418.50	2.67	0.37	293	40	96	0.83	0.00	0.83	-0.01	124.66
1300.00	300.00	414.20	2.66	0.36	292	40	92	0.83	0.00	0.83	-0.01	124.65
1305.00	300.00	409.90	2.65	0.35	292	40	88	0.83	0.00	0.82	-0.01	124.64
1310.00	300.00	405.60	2.64	0.34	292	39	85	0.82	0.00	0.82	-0.01	124.63
1315.00	300.00	401.40	2.63	0.33	291	39	81	0.82	0.00	0.82	-0.01	124.62
1320.00	300.00	397.20	2.62	0.32	291	39	77	0.82	0.00	0.81	-0.01	124.61
1325.00	300.00	393.00	2.61	0.31	291	39	74	0.81	0.00	0.81	-0.01	124.60
1330.00	300.00	388.80	2.60	0.30	291	39	70	0.81	0.00	0.81	-0.01	124.59
1335.00	300.00	384.70	2.59	0.29	290	38	67	0.81	0.00	0.80	-0.01	124.58
1340.00	300.00	380.50	2.58	0.28	290	38	63	0.80	0.00	0.80	-0.01	124.57
1345.00	300.00	376.40	2.57	0.27	290	38	60	0.80	0.00	0.80	-0.01	124.56
1350.00	300.00	372.40	2.56	0.26	289	38	56	0.80	0.00	0.79	-0.01	124.55
1355.00	300.00	368.30	2.55	0.25	289	37	53	0.79	0.00	0.79	-0.01	124.54
1360.00	300.00	364.30	2.54	0.24	288	37	50	0.79	0.00	0.79	-0.01	124.53
1365.00	300.00	360.30	2.53	0.23	288	37	46	0.79	0.00	0.78	-0.01	124.52
1370.00	300.00	356.40	2.52	0.22	288	37	43	0.78	0.00	0.78	-0.01	124.51
1375.00	300.00	352.50	2.51	0.21	287	36	40	0.78	0.00	0.78	-0.01	124.49
1380.00	300.00	348.60	2.49	0.19	287	36	37	0.78	0.00	0.77	-0.01	124.48
1385.00	300.00	344.70	2.48	0.18	287	36	34	0.77	0.00	0.77	-0.01	124.47
1390.00	300.00	340.90	2.47	0.17	286	36	31	0.77	0.00	0.77	-0.01	124.46



1395.00	300.00	337.10	2.46	0.16	286	35	28	0.77	0.00	0.76	-0.01	124.45
1400.00	300.00	333.30	2.45	0.15	286	35	25	0.76	0.00	0.76	-0.01	124.44
1405.00	300.00	329.50	2.44	0.14	285	35	22	0.76	0.00	0.76	-0.01	124.43
1410.00	300.00	325.70	2.43	0.13	285	35	19	0.76	0.00	0.75	-0.01	124.41
1415.00	300.00	321.90	2.41	0.11	284	34	16	0.75	0.00	0.75	-0.01	124.40
1420.00	300.00	318.20	2.40	0.10	284	34	14	0.75	0.00	0.74	-0.01	124.39
1425.00	300.00	314.50	2.39	0.09	284	34	11	0.74	0.00	0.74	-0.01	124.37
1430.00	300.00	310.80	2.37	0.07	283	34	9	0.74	0.00	0.74	-0.01	124.36
1435.00	300.00	307.20	2.36	0.06	283	33	6	0.74	0.00	0.73	-0.01	124.35
1440.00	300.00	303.60	2.35	0.05	282	33	4	0.73	0.00	0.73	-0.02	124.33
1445.00	300.00	299.90	2.33	0.03	282	33	2	0.73	-0.01	0.72	-0.02	124.31
1450.00	300.00	296.30	2.31	0.01	281	32	1	0.72	-0.01	0.72	-0.02	124.30
1455.00	300.00	292.70	2.30	0.00	281	32	0	0.72	-0.01	0.71	-0.02	124.28
1460.00	300.00	289.10	2.28	-0.02	280	32	0	0.71	-0.01	0.70	-0.02	124.26
1465.00	300.00	285.50	2.26	-0.04	279	31	0	0.70	-0.01	0.70	-0.02	124.23
1470.00	300.00	281.80	2.23	-0.07	278	31	0	0.70	-0.01	0.69	-0.03	124.21
1475.00	300.00	278.20	2.21	-0.09	278	30	0	0.69	-0.01	0.68	-0.03	124.18
1480.00	300.00	274.50	2.18	-0.12	277	30	0	0.68	-0.01	0.67	-0.03	124.15
1485.00	300.00	270.70	2.15	-0.15	276	29	0	0.67	-0.01	0.66	-0.03	124.11
1490.00	300.00	266.90	2.11	-0.19	275	28	0	0.66	-0.01	0.65	-0.03	124.08
1495.00	300.00	263.00	2.08	-0.22	274	28	0	0.65	-0.01	0.64	-0.04	124.04
1500.00	300.00	258.90	2.04	-0.26	272	27	0	0.64	-0.01	0.63	-0.04	124.00
1505.00	300.00	254.80	2.00	-0.30	271	26	0	0.63	-0.01	0.61	-0.04	123.96
1510.00	300.00	250.60	1.96	-0.34	270	25	0	0.61	-0.01	0.60	-0.04	123.92
1515.00	300.00	246.20	1.92	-0.38	268	24	0	0.60	-0.01	0.59	-0.04	123.88
1520.00	300.00	241.70	1.88	-0.42	267	24	0	0.59	-0.01	0.57	-0.05	123.83
1525.00	300.00	237.10	1.83	-0.47	265	23	0	0.57	-0.02	0.56	-0.05	123.78
1530.00	300.00	232.40	1.78	-0.52	264	22	0	0.56	-0.02	0.54	-0.05	123.73
1535.00	300.00	227.60	1.73	-0.57	262	21	0	0.54	-0.02	0.52	-0.05	123.68
1540.00	300.00	222.70	1.68	-0.62	260	20	0	0.52	-0.02	0.51	-0.06	123.62
1545.00	300.00	217.80	1.62	-0.68	258	19	0	0.51	-0.02	0.49	-0.06	123.56
1550.00	300.00	212.80	1.56	-0.74	257	18	0	0.49	-0.02	0.47	-0.06	123.50
1555.00	300.00	207.80	1.50	-0.80	255	17	0	0.47	-0.02	0.45	-0.06	123.44
1560.00	300.00	202.90	1.44	-0.86	253	16	0	0.45	-0.02	0.43	-0.06	123.38
1565.00	300.00	198.00	1.38	-0.92	251	15	0	0.43	-0.02	0.41	-0.06	123.31
1570.00	300.00	193.20	1.31	-0.99	248	14	0	0.41	-0.02	0.39	-0.07	123.25
1575.00	300.00	188.40	1.25	-1.05	246	13	0	0.39	-0.02	0.37	-0.07	123.18
1580.00	300.00	183.80	1.18	-1.12	244	12	0	0.37	-0.02	0.35	-0.07	123.11
1585.00	300.00	179.30	1.11	-1.19	242	11	0	0.35	-0.02	0.32	-0.07	123.04
1590.00	300.00	175.00	1.04	-1.26	239	10	0	0.32	-0.02	0.30	-0.07	122.97
1595.00	300.00	170.80	0.97	-1.33	237	9	0	0.30	-0.02	0.28	-0.07	122.90
1600.00	300.00	166.80	0.90	-1.40	235	8	0	0.28	-0.02	0.26	-0.07	122.82
1605.00	300.00	162.90	0.82	-1.48	232	7	0	0.26	-0.02	0.23	-0.07	122.75
1610.00	300.00	159.20	0.75	-1.55	230	6	0	0.23	-0.02	0.21	-0.07	122.68
1615.00	300.00	155.70	0.68	-1.62	228	5	0	0.21	-0.02	0.19	-0.07	122.60
1620.00	300.00	152.30	0.60	-1.70	225	4	0	0.19	-0.02	0.16	-0.07	122.53
1625.00	300.00	149.00	0.53	-1.77	223	4	0	0.16	-0.02	0.14	-0.07	122.45
1630.00	300.00	145.90	0.45	-1.85	220	3	0	0.14	-0.02	0.12	-0.07	122.38
1635.00	300.00	142.80	0.38	-1.92	218	2	0	0.12	-0.02	0.10	-0.07	122.31
1640.00	300.00	139.90	0.31	-1.99	215	2	0	0.10	-0.02	0.07	-0.07	122.23
1645.00	300.00	137.00	0.23	-2.07	213	1	0	0.07	-0.02	0.05	-0.07	122.16
1650.00	300.00	134.30	0.16	-2.14	211	1	0	0.05	-0.02	0.03	-0.07	122.08
1655.00	300.00	131.70	0.08	-2.22	208	0	0	0.03	-0.02	0.00	-0.07	122.01
1660.00	300.00	129.10	0.01	-2.29	206	0	0	0.00	-0.02	-0.02	-0.07	121.94
1665.00	300.00	126.60	-0.06	-2.36	127	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1670.00	300.00	124.20	-0.06	-2.36	124	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1675.00	300.00	121.90	-0.06	-2.36	122	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1680.00	300.00	119.60	-0.06	-2.36	120	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1685.00	300.00	117.40	-0.06	-2.36	117	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1690.00	300.00	115.30	-0.06	-2.36	115	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1695.00	300.00	113.20	-0.06	-2.36	113	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1700.00	300.00	111.10	-0.06	-2.36	111	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1705.00	300.00	109.10	-0.06	-2.36	109	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1710.00	300.00	107.20	-0.06	-2.36	107	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1715.00	300.00	105.20	-0.06	-2.36	105	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1720.00	300.00	103.30	-0.06	-2.36	103	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1725.00	300.00	101.50	-0.06	-2.36	102	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1730.00	300.00	99.70	-0.06	-2.36	100	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1735.00	300.00	97.90	-0.06	-2.36	98	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94
1740.00	300.00	96.10	-0.06	-2.36	96	0	0	-0.02	0.00	-0.02	0.00	121.94







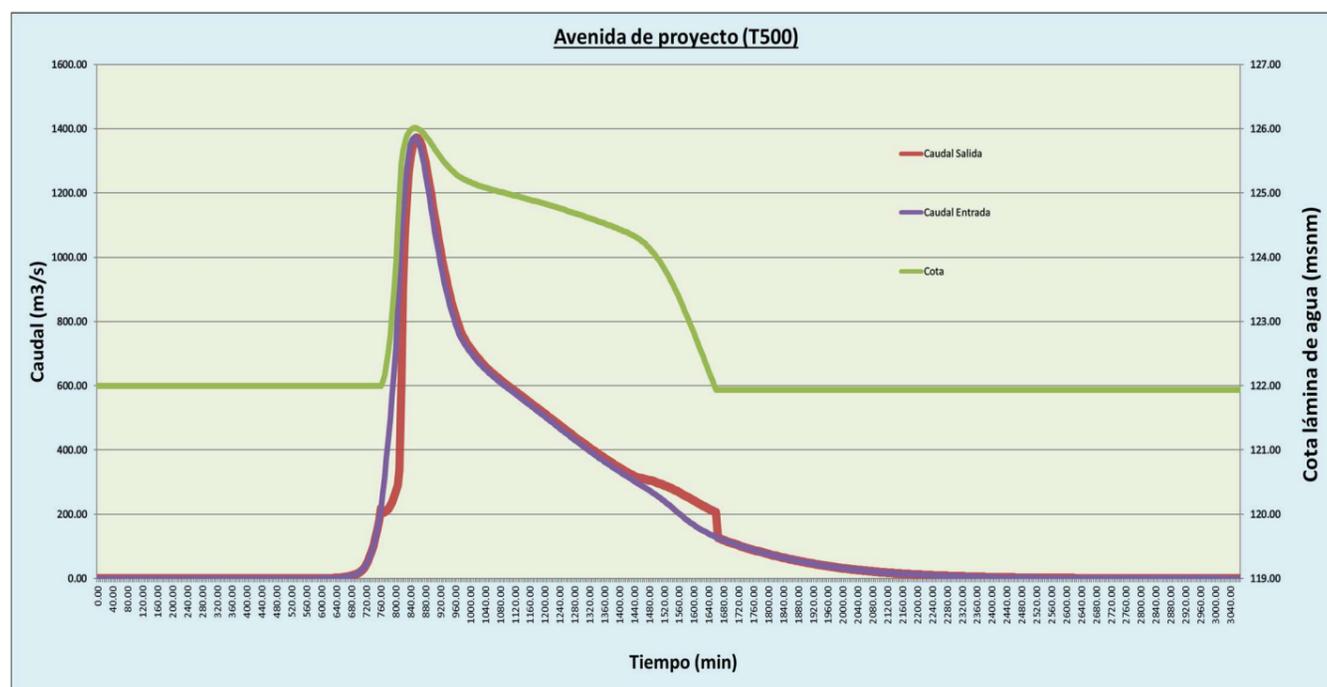


Figura 1.2.5.16. Hidrograma Azud Diseño N°1: periodo de retorno 500 años (Fuente: elaboración propia, 2021)

Se explica a continuación los elementos que componen el diseño N°1.

Empezando por aguas arriba, nos encontramos con un cuenco amortiguador que recoge el caudal entrante del río y lo deriva al canal trasvase por medio de tres túneles de 555.16 m, cuyas características principales se recogen detalladamente en el Anejo 02 “Cálculo hidráulico 1. Pérdida de energía en los túneles”, regulados en su embocadura por tres compuertas Taintor.

Encerrando, transversalmente al río, se encuentra el azud de derivación compuesto por dos tramos: uno con vertedero fijo y otro móvil (compuertas).

El vertedero fijo tiene una longitud de 205.5 metros, el umbral de su vertedero, tipo Creager, se encuentra a la cota 124.3 msnm y su plano de cimentación a la cota 112 msnm encajado en el estrato rocoso de margas. Éste se encuentra separado del vertedero fijo por un muro que actúa como cajero de 2 metros de anchura y 13 metros de altura, desde su coronación hasta plano de cimentación, que se prolonga hasta el final del cuenco de amortiguación. El vertedero móvil tiene una longitud de 6 metros. La cota de su cimentación se encuentra dos metros por encima del otro vertedero fijo; a la 115 msnm y la del umbral de su vertedero se sitúa a 122 msnm formado por dos

compuertas Taintor de sector con forma circular de radio 5 metros que giran alrededor de una articulación embebida en las pilas. El hecho de que el tablero de la compuertas sea circular permite reducir drásticamente los esfuerzos en los soportes cuando la compuerta gira con agua sobre ésta. Ambas compuertas están separadas por una pila central con formas hidrodinámicas. En su parte de aguas arriba presenta una pequeña prolongación con respecto al vertedero de radio 1 metro y su parte de aguas abajo se encuentra formando una elipse de ancho 2 metros, para evitar todo lo posible la reducción del flujo por contracción con los cajeros y en la de aguas arriba se prolonga sobre el vertedero con un radio de 1m para que las líneas de flujo entren al vertedero paralelas y así, optimizar el caudal vertido.

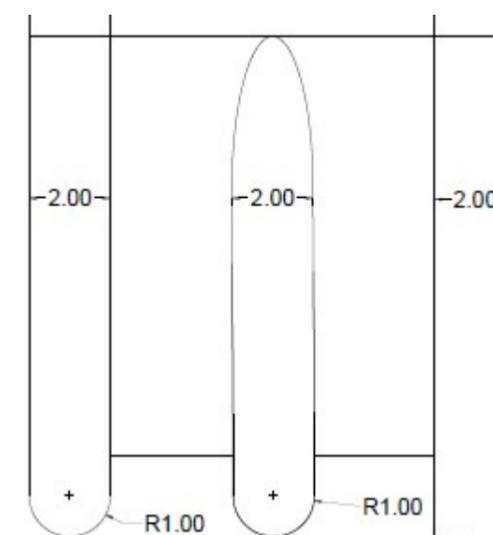


Figura 1.2.5.17. Vista en planta: detalle pilas embocadura vertedero móvil (Fuente: elaboración propia, 2021)

Se ha propuesto escoger dos tipos de aliviaderos para, precisamente, poder aprovechar las ventajas de los dos.

El aliviadero fijo, de mayor envergadura y diseñado para el vertido de caudales para grandes periodos de retorno, tiene una función automática que no depende de la actividad humana: el agua supera su cota y vierte. Además, si la capacidad del embalse es muy grande, el caudal vertido es siempre menor que la punta de la avenida, aunque, en nuestro caso no se dispone de embalse ya que todo el agua será repartida entre el embalse de Santomera y la recanalización de 170 m³/s en Benferri (fin de la rambla de Abanilla). Por otra parte, todas las desventajas que presenta este tipo de aliviadero, se corrigen con la presencia de las compuertas:

- Un aliviadero fijo solo se utiliza en crecidas de grandes periodos de retorno. Las compuertas, al estar a una cota inferior, podrán intervenir en una laminación preventiva de avenidas de

menor periodo de retorno. O incluso, junto con los túneles puede evitar que el azud se desborde.

- No permite un vaciado preventivo del embalse: esto no afecta a nuestra situación pues solo llegan caudales en épocas de crecidas.

Aunque también hay que tener en cuenta los aspectos relativos a la seguridad de las compuertas (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.). Un bloqueo de éstas durante la crecida puede derivar en un gran aumento de la lámina de agua. Previendo esta situación, entre otras como la opción económica y la regularización de la recalificación de 170 m<sup>3</sup>/s de capacidad, la escasa longitud de tramo (6m) no influirá en el cómputo global de una crecida de 500 años cuyo pico supera los 1200 m<sup>3</sup>/s.

No obstante, para evitar un posible colapso de las compuertas se debe disponer de mecanismos de accionamiento redundantes y suministrar un continuo flujo de energía y en las condiciones más extremas se suministrará energía desde otra fuente independiente mediante grupo electrógeno lo más cercano a las compuertas, tanto a las de derivación como a las del cuerpo de azud.

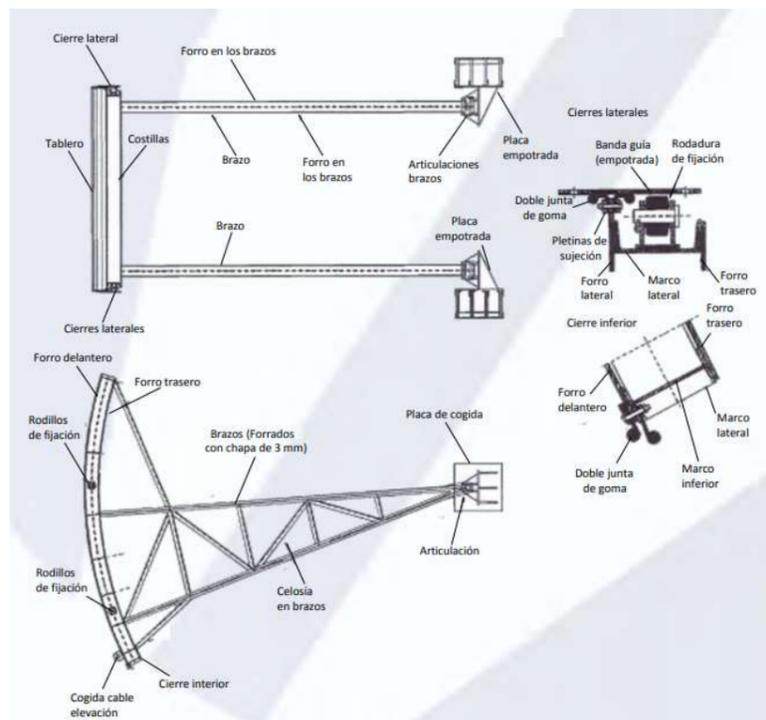


Figura 1.2.5.18. Vistas generales compuertas tipo Taintor (Fuente: (Catálogo-Compuertas.pdf, s. f.)

Los vertederos se encuentran conectados a una estructura situada aguas abajo encargada de disipar la energía del caudal entrante a éstos. Ambos cuencos de amortiguación están separados estructuralmente del cuerpo del azud por una junta transversal justo al final de la curva de reintegro del perfil del aliviadero. La cota del lecho del cuenco de amortiguación del vertedero fijos se encuentra a la 119.1 msnm y tiene una longitud de 20 metros y el de las compuertas tiene su lecho a la cota 117.8 msnm con una longitud de 25 metros. Cabe destacar que ambos cuencos de amortiguación tienen el mismo espesor, 1.5 m. Los cálculos hidráulicos respectivos a dichos cuencos se detallan en el Anejo 06 “Cálculo hidráulico 2. Cuenco de amortiguación”.

Otro aspecto a tener en cuenta es la coronación del arenero. En el Anejo 02, donde se calcula la línea de energía que recorre los túneles y el arenero y desemboca en el canal trasvase, se puede deducir como insuficiente la cota de coronación de éste. La cota de la energía del caudal trasvasado con un periodo de retorno de 500 años en el que el caudal punta de entrada a los túneles es de 336 m<sup>3</sup>/s alcanza los 122.3 msnm siendo la cota de coronación del arenero de 122 msnm.

Es por esto por lo que se debe elevar la cota de coronación a la 123 msnm donde se dejará previsto un camino de acceso para que se pueda llevar a cabo un correcto mantenimiento del lecho del arenero para reducir las posibles pérdidas de energía por la presencia de vegetación acuática.

## 1.2.6. ANEJO 06. CÁLCULO HIDRÁULICO 2. CUENCO DE AMORTIGUACIÓN

En la laminación de la avenida de 500 años, avenida con la que se diseñará órganos de desagüe y de disipación de energía, la lámina de agua alcanza la cota 126.01 msnm, es decir, 1.71 m y 4.01 m de diferencia con el umbral del vertedero fijo y el de las compuertas, respectivamente. La cota del lecho del río, aguas abajo, está a 120 msnm aproximadamente por lo que se debe estudiar una estructura que disipe toda la diferencia de energía existente entre ambas cotas para evitar socavación, cavitación y erosión en el lecho del río.

Existen dos tipos de estructuras con la finalidad de disipar la energía de los caudales aliviados por un vertedero: trampolines y resalto hidráulico con cuenco amortiguador (Comité Nacional español de Grandes Presas, s. f.). Como los desniveles entre cotas de agua, antes del vertedero de azud y después, no son muy exagerados se optará por la elección del cuenco amortiguador en el que se realizará un resalto hidráulico.

Para llevar a cabo el cálculo del cuenco amortiguador de los diferentes vertederos del azud (fijo y móvil), se necesita determinar:

- Altura de lámina de agua sobre el umbral de vertedero (información obtenida en el Anejo 05 "Diseño Azud e Instalaciones")
- Energía del agua en el cauce aguas abajo. Esto nos será de ayuda para que el resalto hidráulico se produzca dentro del cuenco. Para ello habrá que ajustar la energía del agua tras el resalto hidráulico y la del cauce de aguas abajo.
- Localización del resalto hidráulico para acotar la longitud del cuenco. Para ello, se deberá obtener:
- Velocidad y calado del flujo de entrada.
- Transición del vertedero a la solera del cuenco amortiguador.
- Clasificar el tipo de resalto en función del número de Froude.

### CÁLCULO DE LA ENERGÍA DEL CAUDAL AGUAS ABAJO DEL AZUD EN EL CAUCE.

Éste es el primer condicionante del cuenco de amortiguación. Influye en la cota del lecho del cuenco y la tipología de este. En función de la energía en el cauce aguas abajo, se pueden realizar tres tipologías de cuencos para que se igualen en todo lo posible las energías:

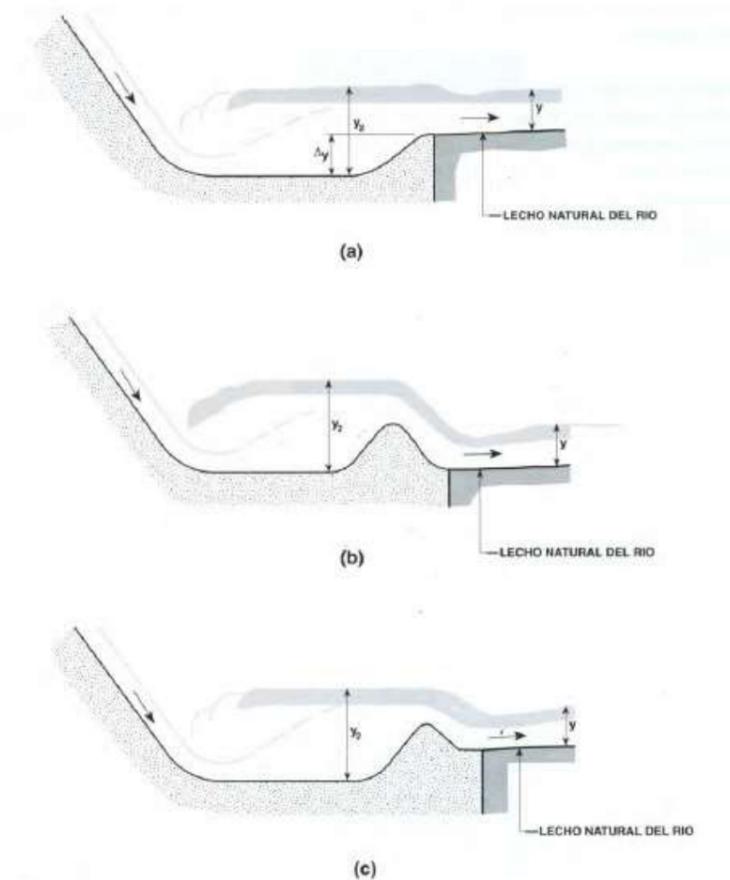


Figura 1.2.6.1. Tipos de cuenco de amortiguación (Fuente:(Comité Nacional español de Grandes Presas, s. f.)

En la sección (a) de la figura 1.2.6.1 se ha optado por una sobreexcavación del lecho del cuenco para poder ajustar al máximo las energías del " $y_2$ " (calado conjugado tras el resalto) y la del río " $y$ ". En la sección (b) al final del cuenco se dispone un azud que eleva el nivel del agua y reduce su energía específica (haciéndolo pasar por el calado crítico " $y_c$ ", cuya energía específica es mínima). Por último, la sección (C) es una solución mixta. Para facilitar el proceso constructivo se escogerá la opción (a).

Se sabe, a partir del Anejo 05 “Diseño de Azud e Instalaciones” con la información de la laminación que, el pico de caudales desaguados al río con un periodo de retorno de 500 años por parte del vertedero del azud junto con los de las compuertas es de 1035.61 m<sup>3</sup>/s, de los cuales 961.72 m<sup>3</sup>/s corresponden al azud y el resto a las compuertas.

Para saber la energía del agua del río, se necesita determinar:

- Cota del agua:  $y_{río}$
- Energía específica
- Velocidad del agua del río, con la fórmula de Manning:  $v = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$ . Donde “S” es la pendiente del río y “n” es el coeficiente que depende de la rugosidad y en este caso, en ríos de poco calado y gran anchura, el radio hidráulico se puede aproximar al calado.
- Energía total:  $H_{total_{río}} = y_{río} + \frac{(Velocidad\ río)^2}{2 * g}$

El cauce del río, aguas abajo del azud, se estima en unos 180 m de ancho (Google Earth, s. f.) (ver figura 1.2.6.2). Con esto se puede obtener el caudal por unidad de ancho (q, en m<sup>2</sup>/s) y relacionarlo con la velocidad de la fórmula de Manning para obtener el calado:

$$Q_{río} = 1035.61 \frac{m^3}{s}$$

$$q\text{ específico} = \frac{Q_{río}}{b\text{ (ancho del cauce)}} = \frac{1035.61 \frac{m^3}{s}}{180\text{ m}} = 5.75\text{ m}^2/s$$

$$Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = Velocidad * Área = Velocidad\left(\frac{m}{s}\right) * b(m) * y(m)$$

$$Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = q\text{ específico} * b$$

$$q\text{ específico} = velocidad * y$$

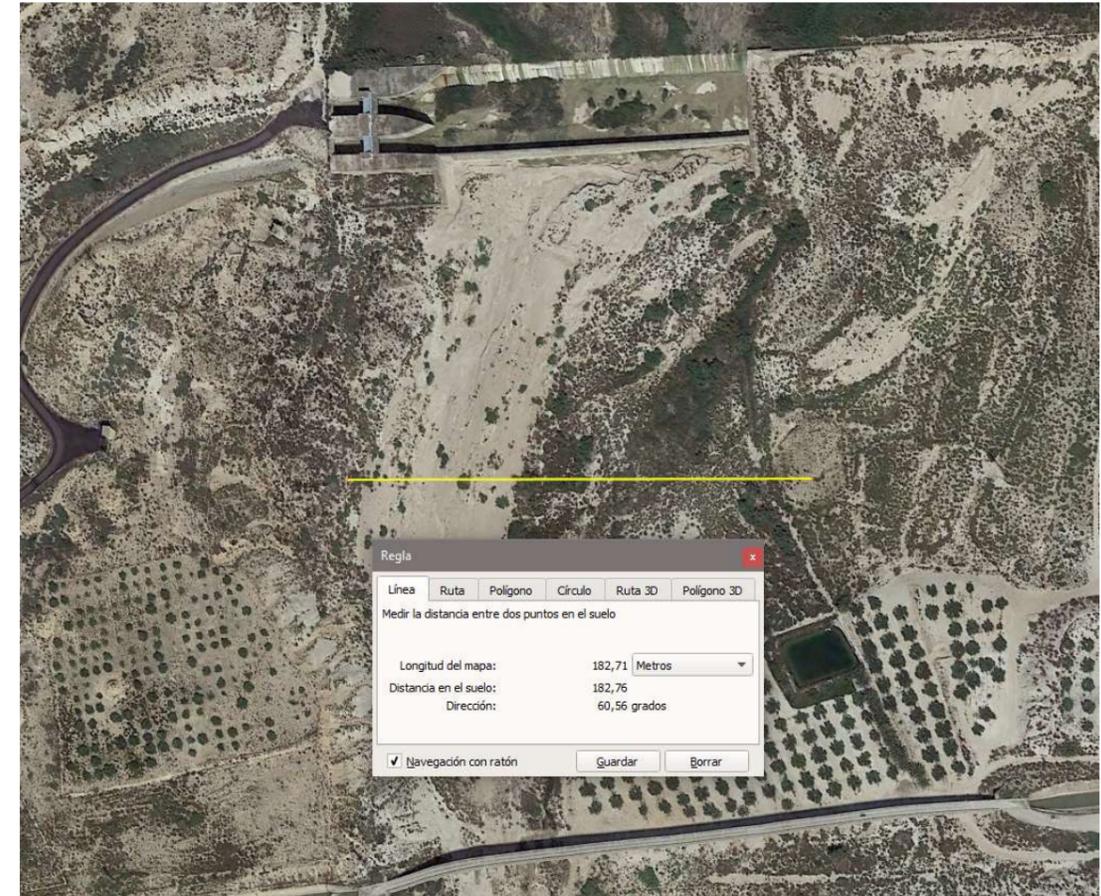


Figura 1.2.6.2. Vista aérea: cauce aguas abajo del azud (Fuente: (Google Earth, s. f.))

Como el radio hidráulico se aproxima al calado:  $v = \frac{1}{n} * y r_{í}o^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$  y  $q\text{ específico} = velocidad * y$ . Entonces,  $q = v * y = \frac{1}{n} * y^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * y = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} * y^{\frac{5}{3}}$  donde la pendiente del río se estima a través de visores cartográficos en un 1% y la rugosidad media de los ríos, en 0.050. Por tanto:

$$q = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} * y^{\frac{5}{3}} \rightarrow 5.75 = \frac{0.01^{0.5}}{0.05} * y^{\frac{5}{3}} \rightarrow y = 1.89\text{ m}$$

Despejando en Manning, se obtiene la velocidad con  $y=1.89\text{ m}$ .

$$v = \frac{1}{n} * y^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.05} * 1.89^{\frac{2}{3}} * 0.01^{\frac{1}{2}} = 3.05\text{ m/s}$$

Por último, se obtiene la energía total: energía potencial más específica.

$$H_{total_{rio}} = 1.89 + \frac{3.05^2}{2 * 9.81} = 2.36 \text{ m.}$$

## DISEÑO DEL REINTEGRO

El reintegro se dividirá en dos partes independientes separadas por un muro cajero: vertedero fijo y vertedero móvil. Esto se debe a que cada elemento desagua caudales distintos por lo que el cuenco amortiguador será distinto el uno del otro.

### A. CUENCO AMORTIGUADOR DEL VERTEDERO FIJO

Datos:

- Cota umbral aliviadero: 124.3 msnm
- NAP: 126.01 msnm
- Cota lecho del río: 120 msnm
- Caudal desaguado por el aliviadero: 961.72 m<sup>3</sup>/s
- Cota lecho del cuenco (msnm): incógnita a calcular. Condicionada por la energía del calado conjugado del resalto hidráulico.
- Longitud de vertedero: 205.5 m

En primer lugar, se procede a calcular la velocidad inicial en el cuenco "v1" (m/s). Esta velocidad está condicionada por el desnivel que hay entre la lámina de agua justo antes de verter por el azud y la cota del lecho del cuenco. Se debe ir modificando la cota del cuenco en un proceso iterativo hasta conseguir una velocidad en el inicio del Cuenco que produzca un resalto hidráulico cuya energía del calado conjugado sea similar a la del río, aguas abajo.

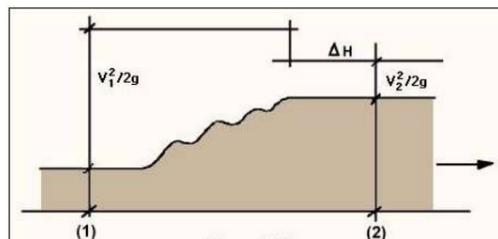


Figura 1.2.6.3. Resalto hidráulico teórico (Fuente: 4.4.5 - RESALTO HIDRÁULICO, s. f.)

En la figura anterior, la sección (1) hace referencia a la situación del agua en régimen rápido justo a la entrada del cuenco y la (2) a una situación en régimen lento tras el resalto hidráulico. Para que el resalto se produzca dentro del cuenco, la energía total en la sección (2) debe ser ligeramente

inferior a la energía total en el cauce del río. Esto se consigue con la sobreexcavación del lecho del cuenco.

Mediante numerosas iteraciones se ha obtenido una cota del lecho del Cuenco que cumple las condiciones necesarias para un resalto hidráulico estable ( $4.5 < \text{Froude} < 9$ ).

- velocidad inicio del cuenco:

$$v1 = \sqrt{2 * g * \left( (NAP - cota \text{ lecho cuenco}) - \left( \frac{(NAP - cota \text{ umbral aliviadero})}{2} \right) \right)}$$

$$= \sqrt{2 * 9.81 * (126.01 - 119.1) - \left( \frac{126.01 - 124.3}{2} \right)} = 10.90 \text{ m/s}$$

- Calado en el inicio del cuenco:

$$y1 = \frac{\text{caudal desaguado}}{v1 * \text{longitud aliviadero}} = \frac{961.72}{10.90 * 205.5} = 0.429 \text{ m}$$

- Número de Froude:

$$F = \frac{v1}{\sqrt{y1 * g}} = \frac{10.90}{\sqrt{0.429 * 9.81}} = 5.311 \rightarrow \text{Resalto estable}$$

Ahora, se calcula el calado conjugado del resalto hidráulico y así podemos deducir la longitud necesaria del cuenco de amortiguación.

- Calado conjugado:

$$y2 = \frac{y1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F^2} - 1) = \frac{0.429}{2} * (\sqrt{1 + 8 * 5.311^2} - 1) = 3.017 \text{ m}$$

- Velocidad del agua a la salida del cuenco:

$$v2 = \frac{v1 * y1}{y2} = \frac{10.90 * 0.429}{3.017} = 1.55 \text{ m/s}$$

- Radio de empalme vertedero-cuenca:



$$R = 10 \frac{(v+6.4H+16)}{(3.6H+64)} = \frac{10 \frac{(10.9 \cdot 3.2808 + 6.4 \cdot 1.71 \cdot 3.2808 + \dots)}{(3.6 \cdot 1.71 \cdot 3.2808 + 64)}}{3.2808} = 3.35 \text{ m}$$

Donde v (pies/s) es la velocidad en el inicio del cuenco (v1) y H (pies) es la altura sobre el umbral del aliviadero.

- Longitud del resalto hidráulico: mediante la siguiente gráfica:

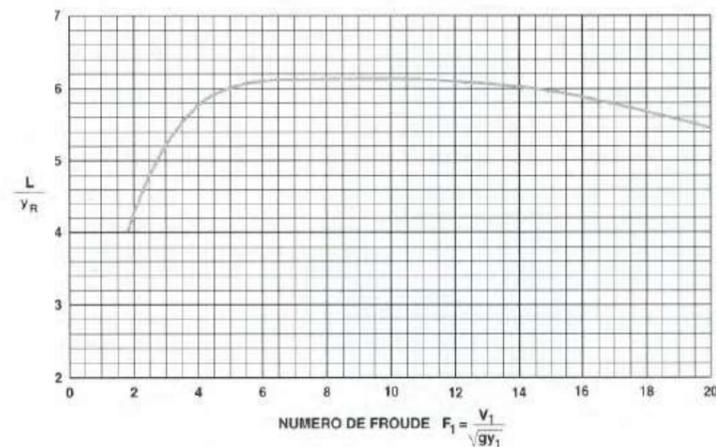


Fig 8.2. LONGITUD DEL RESALTO (L).

Figura 1.2.6.4. Longitud resalto hidráulico teórico (Fuente: 4.4.5 - RESALTO HIDRÁULICO, s. f.)

$$L_{resalto} = 6 * y_2 = 6 * 3.017 = 18.104 \text{ m.}$$

Para estar del lado de la seguridad, se añade un 10% por lo que se supondrá una longitud de 20 metros para el cuenco de amortiguación. Ahora, se comprueba la diferencia de alturas entre “y2” e “y1”.

- Energía total a la salida del cuenco:

$$H_{total} = y_2 + \frac{v^2}{2 * g} = 3.017 + \frac{1.55^2}{2 * 9.81} = 3.14 \text{ m}$$

Como la cota del lecho del cuenco es 119.1 msnm, la cota de la energía total se encuentra a 119.1+3.14, es decir, 122.24 msnm. Por otro lado, la cota de la energía total del río es: 120 msnm

+ 2.36 (energía total) = 122.36 msnm. Por tanto, se tiene un incremento de alturas de energía de 0.12 m (siendo mayor la del río) por lo que el resalto se producirá en el cuenco de amortiguación.

A continuación, se adjuntan unas tablas resumen con las características principales:

CONDUCCION	
Tipo	LÁMINA LIBRE
PERFIL	CREAGER
C (Coef descarga)	2.09
REINTEGRO	
Tipo	RESALTO CON CUENCO DE AMORTIGUACIÓN
<b>Diseño:</b>	
COTA UMBRAL aliviadero (m.s.n.m)	<b>124.3</b>
NAP (m.s.n.m)	<b>126.01</b>
LECHO DEL CUENCO (m.s.n.m)	<b>119.1</b>
COTA LECHO DEL RÍO (m.s.n.m)	<b>120.00</b>
CAUDAL DE LA AVENIDA (m3/s)	<b>961.72</b>
<b>Cálculo:</b>	
VELOCIDAD INICIAL EN EL CUENCO "v1" (m/s)	<b>10.90</b>
CALADO "Y1" (m)	<b>0.429</b>
NÚMERO DE FROUDE (F1)	<b>5.311</b>
CALADO CONJUGADO "Y2" (m)	<b>3.017</b>
VELOCIDAD SALIDA "V2" (m/s)	<b>1.55</b>
L/y2	<b>6.00</b>
LONGITUD DE RESALTO	<b>18.104</b>
RADIO DE REINTEGRO (m)	<b>3.352694771</b>
Htotal final cuenco	<b>3.139980996</b>
Cota (energía total conjugado)	<b>122.239981</b>
Htotal aguas abajo río	<b>2.359872035</b>
Cota (energía total agua río)	<b>122.359872</b>
Diferencia de altura (Δz)	<b>0.119891039</b>
CALADO AGUAS ABAJO	
Q río (m3/s)	1035.61
Ancho río (m)	180
q (m2/s)	5.75
Pendiente cauce	0.01
Radio hidráulico = calado Y (m)	1.89
n (manning)	0.05
v (m/s)	3.05202241
Htotal aguas abajo (m)	2.35987203
cota lecho río aguas abajo (m.s.n.m)	120
cota energía total aguas abajo (m.s.n.m)	<b>122.36</b>

Figura 1.2.6.5. Resumen cálculo cuenco amortiguación (Fuente: elaboración propia, 2021)



## B. CUENCO AMORTIGUADOR DE LAS COMPUERTAS

De forma análoga al cuenco del vertedero de 205.5 m se calcula éste, si bien cabe destacar la presencia de una pila intermedia entre las dos compuertas Taintor de 3 metros cada una. El tramo de compuertas tiene una longitud de 12 metros formado por: una pila de 2 m de ancho que separa las dos compuertas y dos muros guía extremos de 2 m de ancho que se prolongan hasta el final del cuenco y 2 compuertas Taintor de 3x5 m.

En la toma de caudales, los muros y pilas se prolongarán hacia aguas arriba en planta para facilitar la desviación del flujo del agua y así reducir todo lo posible la contracción de la lámina. La pila central no se prolonga hasta el final del cuenco con la finalidad de dejar espacio libre entre cajeros en el inicio del cuenco (pasa de 6 a 8 metros) que permita la aireación de la lámina y su turbulencia para maximizar la pérdida de energía y, por ende, reducir la longitud del cuenco de amortiguación (ver figura 1.2.5.17).

La forma de las pilas se redondeará por cada cajero con radio entre 0.5h y 0.15h para que la contracción de la lámina pueda reducirse sólo un 10% de la altura de ésta sobre el umbral del vertedero. La longitud útil, por tanto, será la siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Contracción lámina de agua} &= 0.1 * (\text{altura agua sobre umbral}) * N^{\circ} \text{ paredes en toma} \\ &= 0.1 * (126.01 - 122) * 4 = 1.6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Longitud de vertedero útil} = L_{\text{total}} - \text{contracción} = 6 - 1.6 = 4.4 \text{ m}$$

Cabe destacar que esta longitud útil también se ha tenido en cuenta en la laminación de la crecida de 500 años para ver el reparto de caudales.

Una vez se ha calculado la longitud efectiva ya podemos proceder de manera análoga al cálculo de la longitud del cuenco:

- Cota lecho del río: 120 msnm
- Calado aguas abajo río: 121.89 msnm
- Energía total río: 2.36 m
- Cota energía total río: 122.36 m
- Nivel de avenida de proyecto (NAP): 126.01

- Caudal de la avenida: 73.89 m<sup>3</sup>/s (se ha calculado con la longitud útil, 4.4 m)

Mediante numerosas iteraciones se ha definido la cota del lecho del Cuenco a 117.1 msnm. Esta cota produce un resalto con ondas fuertes que disipan la energía entre un 15% y un 45% ( $2.5 < F < 4.5$ ). Se podría sobreexcavar el cuenco para aumentar la velocidad y reducir el calado en el inicio del cuenco ( $v_1$  e  $y_1$ ) y así generar un mayor resalto hidráulico y más estable cuyo número de Froude estuviera comprendido entre 4.5 y 9.

- Cota lecho del cuenco: 117.8 msnm
- velocidad inicio del cuenco:

$$\begin{aligned} v_1 &= \sqrt{2 * g * \left( (NAP - \text{cota lecho cuenco}) - \left( \frac{NAP - \text{cota umbral aliviadero}}{2} \right) \right)} = \\ &= \sqrt{2 * 9.81 * (126.01 - 117.8) - \left( \frac{126.01 - 122}{2} \right)} = 11.03 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- Calado en el inicio del cuenco: se calcula con longitud de 8 metros porque la pila central no se prolonga en el cuenco.

$$y_1 = \frac{\text{caudal desaguado}}{v_1 * \text{longitud aliviadero}} = \frac{73.89}{11.03 * 8} = 0.837 \text{ m}$$

- Número de Froude:

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{y_1 * g}} = \frac{11.03}{\sqrt{0.837 * 9.81}} = 3.851 \rightarrow \text{Resalto oscilante}$$

Ahora, se calcula el calado conjugado del resalto hidráulico y así podemos deducir la longitud necesaria del cuenco de amortiguación.

- Calado conjugado:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} * \left( \sqrt{1 + 8 * F^2} - 1 \right) = \frac{0.837}{2} * \left( \sqrt{1 + 8 * 3.851^2} - 1 \right) = 4.159 \text{ m}$$



- Velocidad del agua a la salida del cuenco:

$$2. \quad v_2 = \frac{v_1 \cdot y_1}{y_2} = \frac{11.03 \cdot 0.837}{4.159} = 2.22 \text{ m/s}$$

- Longitud del resalto hidráulico:

$$L_{\text{resalto}} = 6 \cdot y_2 = 6 \cdot 4.159 = 22.042 \text{ m.}$$

- Radio de empalme vertedero-cuenco:

$$R = 10 \frac{(v+6.4 \cdot H+16)}{(3.6 \cdot H+64)} = \frac{10 \frac{(11.03 \cdot 3.2808 + 4 \cdot 4.01 \cdot 3.2808 + 16)}{(3.6 \cdot 4.01 \cdot 3.2808 + 64)}}{3.2808} = 5.12 \text{ m}$$

Donde v (pies/s) es la velocidad en el inicio del cuenco (v1) y H (pies) es la altura sobre el umbral del aliviadero.

Para estar del lado de la seguridad, se añade un 10% a la longitud de resalto obtenida por lo que se supondrá una longitud de 25 metros para el cuenco de amortiguación. Ahora, se comprueba la diferencia de alturas entre "y2" e "yrío".

- Energía total a la salida del cuenco:

$$H_{\text{total}} = y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = 4.159 + \frac{2.22^2}{2 \cdot 9.81} = 4.41 \text{ m}$$

Como la cota del lecho del cuenco es 117.8 msnm, la cota de la energía total se encuentra a 117.8+4.41, es decir, 122.21 msnm. Por otro lado, la cota de la energía total del río es: 120 msnm + 2.36 (energía total) = 122.36 msnm. Por tanto, se tiene un incremento de alturas de energía de 0.15 m (siendo mayor la del río) por lo que el resalto se producirá en el cuenco de amortiguación.

No se ha optado por la opción de sobreexcavar a más profundidad el lecho del cuenco porque como se puede observar, a la cota 117.1 msnm se produce un resalto cuya energía total del calado saliente (y2) es ligeramente inferior a la del río aguas abajo, es decir, que el incremento de energías totales es casi 0. De esta forma, las energías totales quedan muy igualadas y se eliminan posibles

oscilaciones y curvas de remanso en la transición cuenco-río. A continuación, se adjuntan unas tablas resumen con las características principales:

CONDUCCIÓN	
<b>Tipo</b>	LÁMINA LIBRE
PERFIL	CREAGER
C (Coef descarga)	2.09
REINTEGRO	
<b>Tipo</b>	RESALTO CON CUENCO DE AMORTIGUACIÓN
<b>Diseño:</b>	
COTA UMBRAL aliviadero (m.s.n.m)	122
NAP (m.s.n.m)	126.01
LECHO DEL CUENCO (m.s.n.m)	117.8
COTA LECHO DEL RÍO (m.s.n.m)	120.00
CAUDAL DE LA AVENIDA (m3/s)	73.89
<b>Cálculo:</b>	
VELOCIDAD INICIAL EN EL CUENCO "v1" (m/s)	11.03
CALADO "Y1" (m)	0.837
NÚMERO DE FROUDE (F1)	3.851
CALADO CONJUGADO "Y2" (m)	4.159
VELOCIDAD SALIDA "V2" (m/s)	2.22
L/y2	5.30
LONGITUD DE RESALTO	22.042
RADIO DE SALIDA (m)	5.116242432
<b>Htotal final cuenco</b>	4.410247375
<b>Cota (energía total conjugado)</b>	122.2102474
<b>Htotal aguas abajo río</b>	2.359872035
<b>Cota (energía total agua río)</b>	122.359872
<b>Diferencia de altura (ΔZ)</b>	0.14962466

CALADO AGUAS ABAJO	
Q río (m3/s)	1035.61
Ancho río (m)	180
q (m2/s)	5.75
Pendiente cauce	0.01
Radio hidráulico = calado Y (m)	1.89
n (manning)	0.05
v (m/s)	3.05
Htotal aguas abajo (m)	2.36
cota lecho río aguas abajo (m.s.n.m)	120
cota energía total aguas abajo (m.s.n.m)	122.36

Figura 1.2.6.6. Resumen cálculo cuenco amortiguación (Fuente: elaboración propia, 2021)



### 1.2.7. ANEJO 07. CALCULO ESTABILIDAD Y TENSIONAL

En este apartado se lleva a cabo el cálculo relativo a la estabilidad frente a vuelco y deslizamiento y las tensiones que se dan en el plano de cimentación del cuerpo del azud durante la situación de crecida (periodo de retorno 500 años), tanto en el vertedero fijo como en el móvil ya que ambos están independizados estructuralmente por una junta transversal.

#### CÁLCULO DE TENSIONES

Para el cálculo de tensiones se ha recurrido a los coeficientes de seguridad respecto a las tensiones que recomienda la Guía Técnica de seguridad de presas N°2.

SITUACION	Clasificación de la Presa		
	A	B	C
NORMAL	3	2,5	2
ACCIDENTAL	2	2	1,5
EXTREMA	1,5	1,5	1,2

Figura 1.2.7.1. Coeficientes de seguridad cálculo de tensiones (Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.)

La guía Técnica N°2 sugiere varias combinaciones de acciones y situaciones para el cálculo de las tensiones.

COMBINACIONES DE ACCIONES (GUIA TECNICA N2)							
N11	Peso Propio						
N12	Peso Propio	Efectos Termicos					
N21	Peso Propio	Efectos Termicos	Empuje (NMN)	Drenes Eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola Máxima (NMN)	
A11	Peso Propio	Efectos Termicos					Sismo (TP)
A21	Peso Propio	Efectos Termicos	Empuje (NAP)	Drenes Eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola Máxima (NAP)	
A22	Peso Propio	Efectos Termicos	Empuje (NMN)	Drenes No Eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola Máxima (NMN)	
A23	Peso Propio	Efectos Termicos	Empuje (NMN)	Drenes Eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola Sísmica	Sismo (TP)
E11	Peso Propio	Efectos Termicos					Sismo (TE)
E21	Peso Propio	Efectos Termicos	Empuje (NAE)	Drenes Eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola Máxima (NAE)	
E22	Peso Propio	Efectos Termicos	Empuje (NMN)	Drenes Eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola Sísmica	Sismo (TE)

Figura 1.2.7.2. Combinaciones de acciones. Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.)

Puesto que el caso a estudiar se trata de un azud de derivación cuyo funcionamiento se reduce a episodios de grandes avenidas, se reproducirá el estado tensional en el plano de cimentación durante éstas; descartando los siguientes aspectos:

- Sismo.
- Efectos térmicos.
- Ola sísmica.

Se tendrá en cuenta las siguientes acciones:

- Peso propio del vertedero: es una fuerza permanente de fácil determinación en la que se utilizará como densidad de diseño del hormigón 2.4 Tn/m<sup>3</sup>.
- Sobrelevación del oleaje debido al viento
- Empuje hidrostático: se trata de la acción más desestabilizadora a la que se somete el azud y se produce tanto aguas arriba como aguas abajo en la junta del vertedero con el cuenco amortiguador. La componente horizontal aguas arriba desestabiliza y la componente vertical que actúa sobre el paramento inclinado de aguas arriba, estabiliza (ver figura 1.2.7.3).
- Subpresión: la subpresión actúa sobre el cimiento impermeable como una fuerza exterior normal al plano de cimentación. La subpresión se produce por la infiltración del agua al estar en contacto permanentemente con el paramento de aguas arriba de la presa, es decir, es una tensión relativa al nivel que se alcanza en un régimen de explotación con caudales normales. Como en este caso no existe un régimen de explotación con caudales continuos que establezcan un nivel máximo normal, para estar del lado de la seguridad se considerará durante la crecida una subpresión del 10% al nivel de avenida de proyecto con las sobrelevaciones debidas al viento.
- Empuje de sedimentos: se considerará como un empuje hidrostático adicional sobre el paramento de aguas arriba con una altura presumible que alcanzarían los mismos en 100 años.
- Ecuación de cantidad de movimiento.



Se empezará calculando las tensiones en el plano de cimentación del vertedero fijo, tanto en el pie de aguas arriba como en el de aguas abajo.

Datos:

- Cota cimentación: 112 msnm.
- Cota terreno aguas arriba: 117 msnm.
- Cota umbral vertedero: 124.3 msnm.
- Cota lecho cuenco de amortiguación: 119.1 msnm.
  
- Cota lámina de agua aguas arriba (Nivel de avenida extrema): 126.01 msnm.
- Calado inicio del cuenco de amortiguación: 0.429 m.
- Cota lámina de agua en el arranque del cuenco de amortiguación: 119.529 msnm.
- Talud aguas arriba: 0.1 (1H:10V).
- Talud aguas abajo: 0.8 (8H:10V).
- Base vertedero: 10 m.
- Longitud del vertedero: 205.5 m
- Radio de reintegro vertedero – cuenco: 3.35 m.

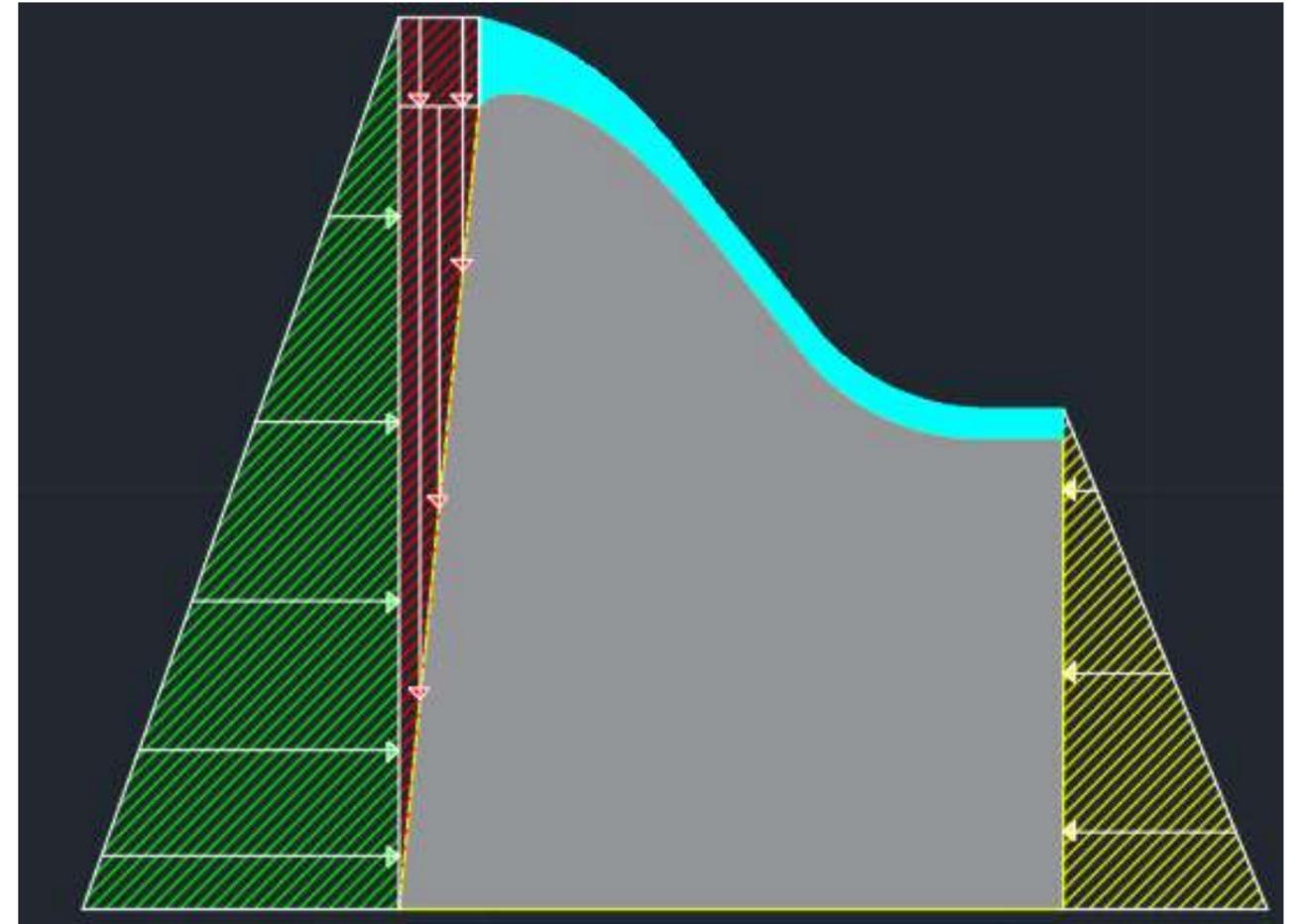


Figura 1.2.7.3. Ilustración empuje Horizontal, vertical hidrostático sobre el vertedero fijo (Fuente: elaboración propia, 2021)

#### - **Peso propio del vertedero fijo.**

Para obtener el peso propio del cuerpo del vertedero se ha representado sección siguiendo las ecuaciones que gobiernan el perfil Creager (Comité Nacional español de Grandes Presas, s. f.) para un metro de altura agua sobre el umbral del vertedero. Para el caso, se ha adaptado a las características expuestas anteriormente.

X	Y		
	PARAMENTO	CHORRO TEORICO	
		CARA SUP.	CARA INF.
0,0	0,126	-0,831	0,126
0,1	0,036	-0,803	0,036
0,2	0,007	-0,772	0,007
0,3	0,000	-0,740	0,000
0,4	0,007	-0,702	0,007
0,6	0,060	-0,620	0,060
0,8	0,142	-0,511	0,142
1,0	0,257	-0,380	0,257
1,2	0,357	-0,219	0,410
1,4	0,565	-0,030	0,590
1,7	0,870	0,303	0,920
2,0	1,22	0,683	1,31
2,5	1,96	1,50	2,10
3,0	2,82	2,50	3,11
3,5	3,82	3,66	4,26
4,0	4,93	5,00	5,61
4,5	6,22	6,54	7,15

PERFIL CREAGER

Figura 1.2.7.4. Representación perfil creager (Fuente: (Comité Nacional español de Grandes Presas, s. f.)

Empleando el programa informático "Autocad", se obtienen las siguientes características geométricas:

- Área vertedero, representada en color gris en la figura 1.2.7.3: 80.4543 m<sup>2</sup>.
- Centro de gravedad (X<sub>G</sub>): 4.2013 m.
- Peso (N):

$$\text{Peso (N)} = \text{Volumen} * \text{Peso específico} = 80.4543 \text{ m}^2 * 205.5 \text{ m} * 2.4 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * 10000 \frac{\text{N}}{\text{Tn}} = 396800607.6 \text{ N}$$

- **Oleaje debido al viento.**

Se ha empleado la fórmula de Stevenson que relaciona la amplitud de la onda de oleaje "A" en m, con el Fetch, en Km (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.).

Se conoce como fetch a la distancia de la superficie del agua en el cual la velocidad y dirección del viento permanecen constantes sin que se vea interrumpido por cualquier obstáculo.

En la siguiente figura se puede observar la longitud del Fetch. Se toma como inicio el puente que cruza el cauce y como final; el azud.

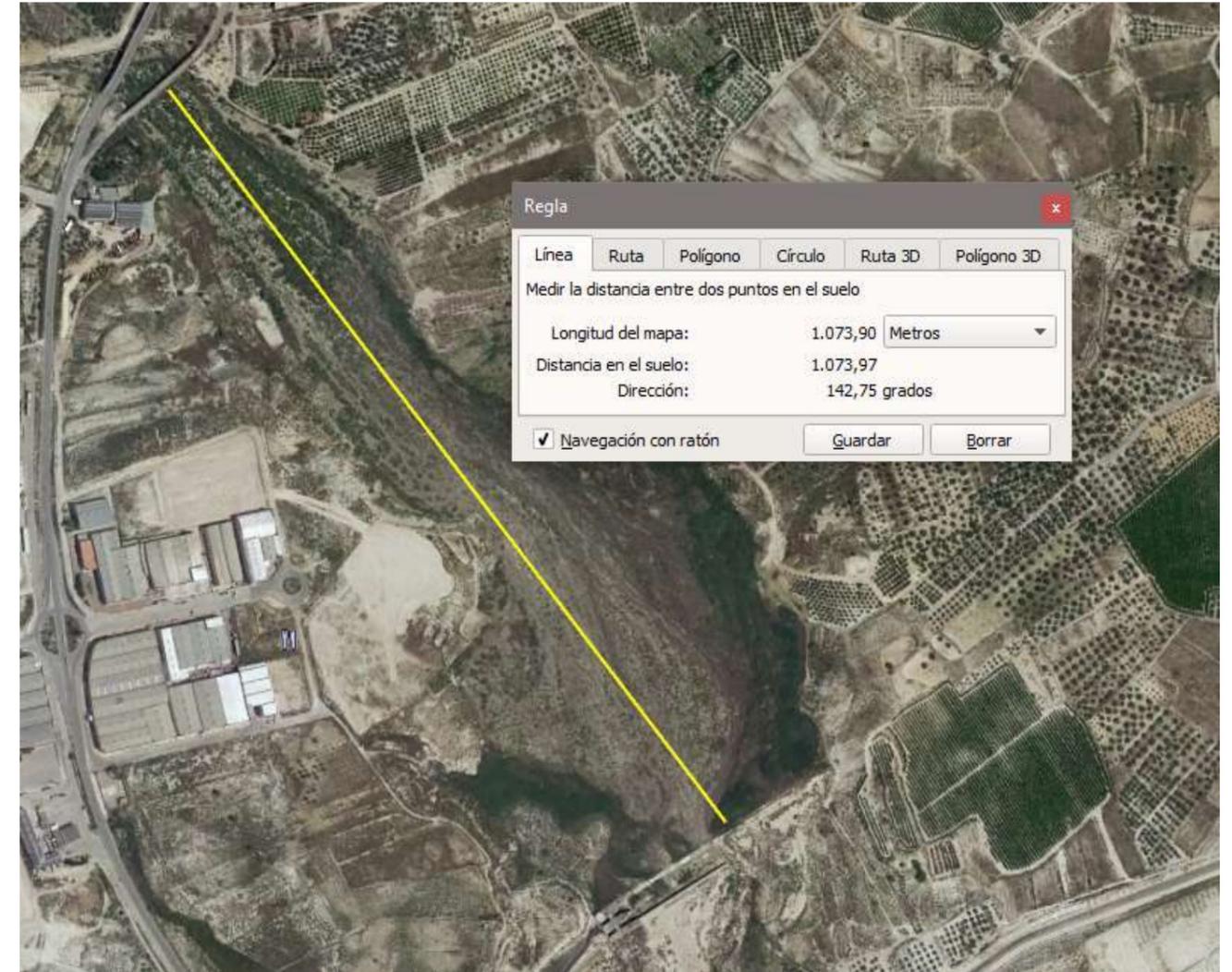


Figura 1.2.7.5. Longitud Fetch (Fuente: (Google Earth, s. f.)

$$F = 1 \text{ km}$$

$$A (m), \text{ amplitud onda} = 0.76 + 0.34 * F^{0.5} - 0.26 * F^{0.25} = 0.840 \text{ m}$$

$$\text{Sobrelevación del oleaje en situación de avenida} = 1.2 * A = 1 \text{ m}$$

- **Presión Hidrostática.**



Es importante aclarar en este apartado que la altura que define el empuje es hasta la cimentación, es decir, es la diferencia del nivel de agua y la cota de cimentación. Se tomará como nivel de agua, aquel máximo que llega a tomar durante la simulación de crecida de 500 años, es decir, NAP con su sobrelevación debida al oleaje. Esto es porque previamente a la crecida se descarta la presencia de agua acumulada durante un periodo de tiempo continuado.

Por el hecho de que el paramento de aguas arriba esté inclinado, la presión hidrostática tiene dos componentes: horizontal y vertical.

$$\begin{aligned} EWh1 &\rightarrow \text{Empuje Hidrostático}_{\text{Horizontal}}, \text{ representado de color verde en la figura 1.2.7.3 (N)} \\ &= \frac{1}{2} * 9800 \frac{N}{m^3} * (126.01 \text{ msnm} + 1 \text{ m (oleaje)} - 112 \text{ msnm})^2 * 205.5 \text{ m} \\ &= 226865936 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_G &\rightarrow \text{Distancia desde su centro de gravedad al plano de cimentación} = \frac{1}{3} * (126.01 + 1 - 112) \\ &= 5.003 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EWv &\rightarrow \text{Empuje Hidrostático}_{\text{Vertical}}, \text{ representado de color rojo en la figura 1.2.7.3 (N)} = \\ &9800 \frac{N}{m^3} * 205.5 \text{ m} * \left( \frac{1}{2} * (124.3 + 1 - 112) * 1.21 \right) + 1.21 * (126.01 + 1 - 124.3) = 22808625.84 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_G &\rightarrow \text{Distancia de su centro de gravedad hasta el punto situado más aguas arriba del azud} \\ &= \frac{1}{3} * 1.21 \text{ m} = 0.403 \text{ m} \end{aligned}$$

También hay que tener en cuenta el empuje del agua que se puede filtrar por la junta transversal que hay entre el vertedero y el cuenco de amortiguación. Este empuje será horizontal de ley triangular de altura igual a la diferencia entre el calado en el lecho del cuenco y el plano de cimentación del vertedero.

$$\begin{aligned} EWh2 &\rightarrow \text{Empuje H aguas abajo,} \\ &\text{representado de color amarillo en la figura 1.2.7.3 (N)} \\ &= \frac{1}{2} * 9800 \frac{N}{m^3} * 205.5 \text{ m} * (119.1 + 0.429 - 112)^2 = 57079808 \text{ N} \\ Y_G &= \frac{1}{3} * (119.1 + 0.429 - 112) = 2.51 \text{ m} \end{aligned}$$

#### - Subpresión.

Como se ha mencionado anteriormente, en este azud no hay consideración acerca del NMN, por lo tanto, sería complicado que se dieran filtraciones pues para ello debe haber un nivel de agua por encima del lecho del río prolongado en el tiempo. No obstante, para estar del lado de la seguridad, se supondrá filtraciones a la base de la cimentación que creará subpresiones del 10% como si fueran debidas al NAP junto con la sobrelevación debida al oleaje en situación de avenida.

Aguas arriba se tiene una altura de agua sobre cimentación de 14.01 m y aguas abajo el agua que quedaría retenida en el cuenco de amortiguación una vez cesara la avenida. Por tanto, la ley de subpresiones se compone de un triángulo de base igual a la del vertedero (10 m) y de altura igual a la diferencia entre 14.01 y 0.9 y de un rectángulo de igual base y de altura igual a 0.9.

$$\begin{aligned} U &\rightarrow \text{Subpresión (N)} = 0.1 * 9800 \frac{N}{m^3} * 205.5 * \left( \left( \frac{1}{2} * 10 * (14.01 - 0.9) \right) + (10 * 0.9) \right) \\ &= 150143624.5 \text{ N} \\ X_G &= \frac{\left( \left( \frac{1}{2} * 10 * (14.01 - 0.9) * \frac{10}{3} \right) + (10 * 0.9) * \frac{10}{2} \right)}{\left( \left( \frac{1}{2} * 10 * (14.01 - 0.9) \right) + (10 * 0.9) \right)} = 3.53 \text{ m} \end{aligned}$$

#### - Empuje de sedimentos.

Se considera como una ley triangular sobre el paramento de aguas arriba con una altura de 5 m sobre el terreno con una densidad de 0.4 Tn/m<sup>3</sup>.

$$\begin{aligned} E_{\text{sedimentos}} &(N) = \frac{1}{2} * 4000 \frac{N}{m^3} * 205.5 * 5^2 = 10275000 \text{ N} \\ Y_G &= \frac{1}{3} * 5 = 1.667 \text{ m} \end{aligned}$$

#### - Cantidad de movimiento.



Se toma como elemento de control el cuerpo del vertedero. Sobre éste se produce una entrada y salida de caudal constante, pero con velocidades distintas. Esto genera presiones y esfuerzos en el elemento de control que hay que estudiar. Puede influir en el vuelco y en el deslizamiento del volumen de control.

Datos:

- Caudal entrante: 961.72 m<sup>3</sup>/s
- Velocidad caudal entrante:

$$v1 = \frac{Q}{L_{\text{vertedero}} * \text{carga hidráulica}} = \frac{961.72}{205.5 * (126.01 - 124.3)} = 2.7368 \text{ m/s}$$

Por tanto:

$$\rho Q v1 (N) = 1000 * 961.72 * 2.7368 = 2632021.1 \text{ N}$$

$$Y_G = \left( 126.01 - 112 - \left( \frac{(126.01 - 124.3)}{2} \right) \right) = 13.155 \text{ m}$$

Es una componente desestabilizadora del elemento de control.

- Caudal saliente: 961.72 m<sup>3</sup>/s
- Velocidad caudal saliente:

$$v2 = \sqrt{2 * g * \left( z - \frac{H}{2} \right)} = \sqrt{2 * 9.81 * \left( (126.01 - 119.1) - \frac{(126.01 - 124.3)}{2} \right)} = 10.9 \text{ m/s}$$

Por tanto:

$$\rho Q v2 (N) = 1000 * 961.72 * 10.9 = 10482267 \text{ N}$$

$$Y_G = 119.1 + \frac{0.429}{2} - 112 = 7.3145 \text{ m}$$

Es una componente estabilizadora del elemento de control.

La fuerza que es ejercida en el plano de cimentación para evitar el deslizamiento se obtiene como:

$$\vec{F}_x = \int_s \rho v_x dQ$$

$$EWh1 - EWh2 + Esedim - Fx = -\rho Q v1 + \rho Q v2$$

$$Fx = 1.7 * 10^8 \text{ N}$$

$$Fy = pp + p_{\text{agua}} + EWv - \text{Subpresión}$$

El peso del agua sobre el vertedero se ha obtenido mediante autocad donde se ha representado la línea de la lámina de agua (chorro teórico, ver figura 1.2.7.3) y obtenido el área que ocupa.

$$P_{\text{agua}} = \text{Area} * \text{Longitud vertedero} * \gamma = 5.55 * 205.5 * 9800 = 11177145 \text{ N}$$

$$X_G = 2.866 \text{ m}$$

Por tanto, la resultante vertical del elemento de control es:

$$Fy = 4.6 * 10^8 \text{ N}$$

El punto de aplicación por el que pasa esta resultante se halla tomando momentos respecto un mismo punto teniendo en cuenta todas las acciones que influyen en el elemento de control:

$$X_o = \frac{(EWh1 * Y_g - EWh2 * Y_g + (\rho Q v1) * Y_g - (\rho Q v2) * Y_g + Pp * X_g + EWv * X_g + PP_{\text{agua}} * X_g + EH_{\text{sedimentos}} * Y_g - \text{Subpresión} * X_g)}{Fy} = 6.57 \text{ m}$$



La resultante vertical pasa a 6.63 m del pie de aguas arriba del cuerpo del azud. En una superficie rectangular se puede asumir que está toda la superficie sometida a compresión cuando la resultante vertical tiene una excentricidad respecto del centro de la sección inferior a B/6.

Para nuestro caso, la resultante presenta una excentricidad de:

$$e(m) = 6.57 - \frac{B}{2} = 6.63 - 5 = 1.574 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ m}$$

Como "e" (1.574 m) es inferior a 1.66 m, se puede asumir que toda la base del cuerpo del azud está sometida a compresión y no se generan tracciones. A continuación, se comprueba calculando las tensiones presentes:

$$\text{Momento generado por la excentricidad (N * m)} = Fy * e = 728385244.003 \text{ Nm}$$

$$\text{Tensión en el plano de cimentación} = \frac{(Fy)}{B} \pm \frac{6 * M}{B^2}$$

$$\begin{aligned} \text{Tensión en el pie de aguas arriba} &= \frac{4.6 * 10^8(N)}{10(m)} - \frac{6 * 728385244(Nm)}{10^2(m^2)} = 2582099.9 \frac{N}{m} \rightarrow \left(\frac{t}{m^2}\right) \\ &\rightarrow \frac{2582099.9 \frac{N}{m}}{10000 \frac{N}{t} * 205.5 \text{ m}} = 1.256 \frac{t}{m^2} > 0 \rightarrow \text{Compresión} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tensión en el pie de aguas abajo} &= \frac{4.6 * 10^8(N)}{10(m)} + \frac{6 * 728385244(Nm)}{10^2(m^2)} = 89988329.27 \frac{N}{m} \\ &\rightarrow \left(\frac{t}{m^2}\right) \rightarrow \frac{89988329.27 \frac{N}{m}}{10000 \frac{N}{t} * 205.5 \text{ m}} = 43.79 \frac{t}{m^2} > 0 \rightarrow \text{Compresión} \end{aligned}$$

Una vez se ha comprobado que durante la crecida de 500 años no aparecen tensiones de tracción en el pie de aguas arriba que puedan dar lugar a la aparición de grietas que favorezcan el vuelco del cuerpo de azud, se comprueba su resistencia al deslizamiento mediante la siguiente fórmula:

$$Eh < Ev * \frac{tg(\varphi)}{F1} + \frac{B * C}{F2}$$

Donde:

- Eh: empuje horizontal.
- Ev: empuje vertical.
- $\varphi$ : ángulo de rozamiento interno del terreno.

A falta de estudios geotécnicos realizados in situ, se estima el ángulo de rozamiento interno del estrato de margas en 30°.

- B: ancho cimentación.
- C: cohesión terreno

Se supondrá una cohesión de 15 tn/m<sup>2</sup>.

- F1 y F2: 1.1 y 3 respectivamente. Se clasifica el azud por su riesgo potencial ante la cercanía de grandes núcleos poblacionales como de categoría A.

**COEFICIENTES DE SEGURIDAD RESPECTO AL DESLIZAMIENTO (Guía Técnica N2)**

SITUACION	Clasificación de la Presa					
	A		B		C	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
NORMAL	1,5	5	1,4	5	1,4	4
ACCIDENTAL	1,2	4	1,2	3	1,1	3
EXTREMA	>1	3	>1	2	>1	>1

Figura 1.2.7.6. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento (Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.)

Finalmente:



$$Eh(N) = \rho Qv1 - \rho Qv2 + E_{sedim} + EWh1 - EWh2 = 172210882.025 N$$

$$Ev(N) = EWv + PPagua + PPazud - Subpresión = 462852146.34 N$$

$$\frac{172210882.025}{10} < \frac{462852146.34}{10} * \frac{tg(30)}{1.1} + \frac{10 * 150000 \frac{N}{m^2}}{3}$$

Se cumple la condición de no desplazamiento.

A partir de estos datos se puede obtener también el coeficiente de seguridad entre el momento volcador y el estabilizador:

$$Eh = 172210882.025 N$$

$$Yg(m) = 5.61 m$$

$$M_{volcador}(N * m) = 966911301.8 N * m$$

$$Ev = 462852146.34 N$$

$$Xg(m) = 4.48 m$$

$$M_{estabilizador}(N * m) = 2075734674 N * m$$

$$Coef. seguridad = \frac{Me}{Mv} = 2.15$$

Para terminar de comprobar la estabilidad del cuerpo del azud, queda por calcular la estabilidad y tensiones que se producen en el vertedero móvil.

Datos:

- Cota cimentación: 115 msnm.
- Cota terreno aguas arriba: 117 msnm.
- Cota umbral vertedero: 122 msnm.
- Cota lecho cuenco de amortiguación: 117.8 msnm.
- Cota lámina de agua aguas arriba (Nivel de avenida de proyecto): 126.01 msnm.
- Calado inicio del cuenco de amortiguación: 0.837 m.
- Cota lámina de agua en el arranque del cuenco de amortiguación: 118.637 msnm.
- Talud aguas arriba: 0.1 (1H:10V).
- Talud aguas abajo: 0.8 (8H:10V).
- Base vertedero: 10.33 m.
- Longitud del vertedero: 6 m
- Pila intermedia: 2 m de ancho, 10.33 m de largo y 13 m de alto (coronación – cimentación).
- Muros cajeros: 2 m de ancho que se prolongan hasta el final del cuenco de amortiguación. 13 m de alto.
- Radio de reintegro vertedero – cuenco: 5.12 m.

De forma análoga al vertedero fijo, se ha obtenido los siguientes datos del vertedero con compuertas de sector:

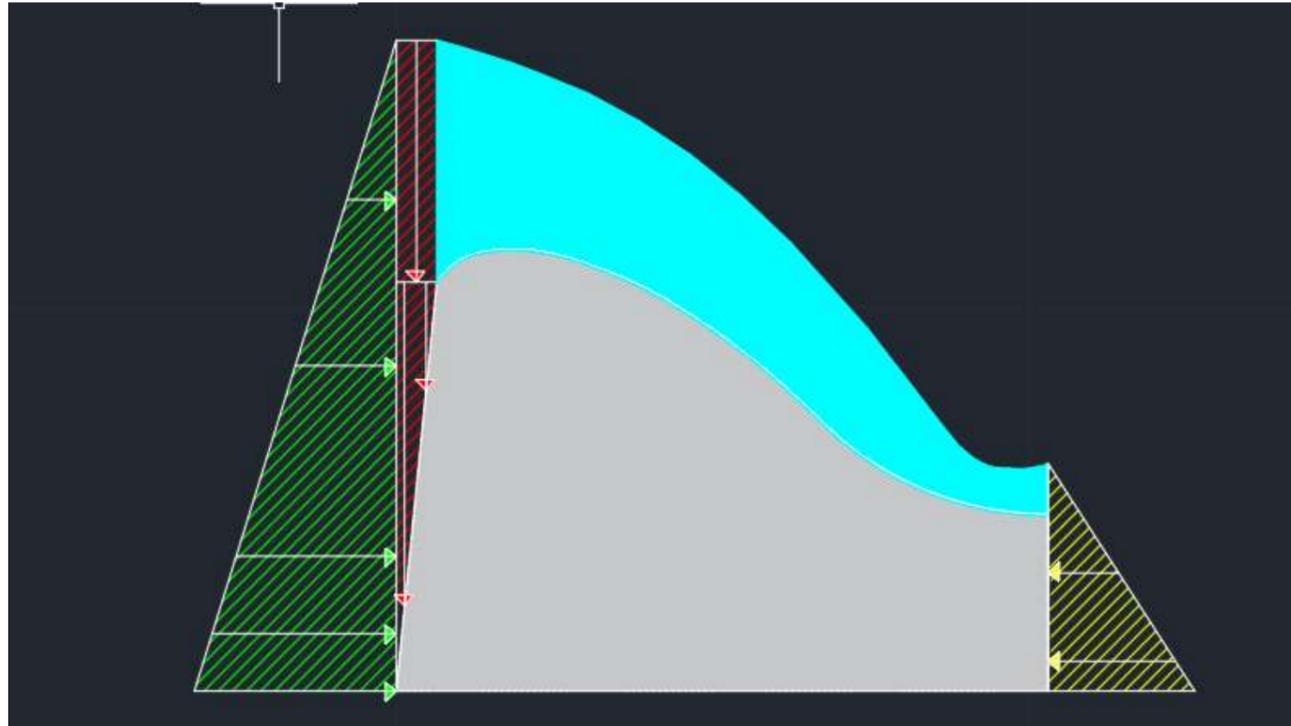


Figura 1.2.7.7. Ilustración empuje Horizontal, vertical hidrostático sobre el vertedero móvil (Fuente: elaboración propia, 2021)

- **Peso propio del vertedero fijo.**

Representando el perfil creager en Autocad se obtiene lo siguiente:

- Área del perfil: 51.4855 m<sup>2</sup>.
- Longitud del labio: 6m
- Peso específico hormigón: 2.4 tn/m<sup>3</sup>

$$PP(\text{vertedero}) = 2.4 * 10000 \frac{N}{m^3} * 51.4855 * 6 = 7413912 N$$

$$X_G = 4.4777 m$$

- **Peso propio de pilas y cajeros.**

$$PPpila (N) = \gamma * Base * altura * ancho = 10.33 * 13 * 1.802070147 * \frac{24000N}{m^3} = 5808000 N$$

$$PPcajeros = \gamma * 2 * Base * Altura * ancho = 2 * 24000 * 10.33 * 13 * 2 = 12891840 N$$

$$PP p + c = 18699840 N$$

$$X_G \text{ pila y cajeros} = \frac{10.33}{2} = 5.165 m$$

- **Peso propio hormigón.**

$$PPtotal = PP \text{ vertedero} + PP p + c = 26317752 N$$

$$X_G = \frac{A_{p+c} * X_G + A_{\text{vertedero}} * X_G}{A_{total}} = \frac{(402.87 * 5.165 + 51.4855 * 4.4777)}{455.2055} = 5.077 m$$

- **Oleaje debido al viento.**

El mismo que el aplicado al vertedero fijo:

$$F = 1 km$$

$$A (m), \text{ amplitud onda} = 0.76 + 0.34 * F^{0.5} - 0.26 * F^{0.25} = 0.840 m$$

$$\text{Sobreelevación del oleaje en situación de avenida} = 1.2 * A = 1 m$$

- **Presión Hidrostática.**

De la misma forma que en el vertedero fijo, se obtiene:

$EW_{h1} \rightarrow$  Empuje Hidrostático Horizontal (N), representado el color verde en la figura 1.2.7.7.

$$= \frac{1}{2} * 9800 \frac{N}{m^3} * (126.01 \text{ msnm} + 1m (\text{oleaje}) - 115 \text{ msnm})^2 * (6m + 3 * 2m) = 8481317.88 N$$

$$Y_G \rightarrow \text{Distancia desde su centro de gravedad al plano de cimentación} = \frac{1}{3} * (126.01 + 1 - 1155) = 4.003 m$$



$EWv \rightarrow$  Empuje Hidrostático<sub>vertical</sub>(N), representado en color rojo en la figura 1.2.7.7

$$= \frac{1}{2} * 9800 \frac{N}{m^3} * 6 m * (126.01 + 1 - 115) * 0.7 = 226586 N$$

$X_G \rightarrow$  Distancia de su centro de gravedad hasta el punto situado más aguas arriba del azud

$$= \frac{1}{3} * 0.7 m = 0.233 m$$

También hay que tener en cuenta el empuje del agua que se puede filtrar por la junta transversal que hay entre el vertedero y el cuenco de amortiguación. Este empuje será horizontal de ley triangular de altura igual a la diferencia entre el calado en el lecho del cuenco y el plano de cimentación del vertedero.

$EW_h2 \rightarrow$  Empuje H aguas abajo, representado en color amarillo en la figura 1.2.7.7 (N)

$$= \frac{1}{2} * 9800 \frac{N}{m^3} * 12 m * (117.8 + 0.837 - 115)^2 = 777792.8172 N$$

$$Y_G = \frac{1}{3} * (117.8 + 0.837 - 115) = 1.212 m$$

#### - Subpresión.

Aguas arriba se tiene una altura de agua sobre cimentación de 11.01 m y aguas abajo, el agua que quedaría retenida en el cuenco de amortiguación una vez cesara la avenida. Por tanto, la ley de subpresiones se compone de un triángulo de base igual a la del vertedero (10.33 m) y de altura igual a la diferencia entre 11.01 y 2.2 y de un rectángulo de igual base y de altura igual a 2.2.

$$U \rightarrow \text{Subpresión (N)} = 0.1 * 9800 \frac{N}{m^3} * 12 * \left( \left( \frac{1}{2} * 10.33 * (11.01 - 2.2) \right) + (10.33 * 2.2) \right) \\ = 818755.8 N$$

$$X_G = \frac{\left( \left( \frac{1}{2} * 10.33 * (14.01 - 2.2) * \frac{10.33}{3} \right) + (10 * 2.2) * \frac{10.33}{2} \right)}{\left( \left( \frac{1}{2} * 10.33 * (11.01 - 2.2) \right) + (10 * 2.2) \right)} = 4 m$$

#### - Empuje de sedimentos.

Se considera como una ley triangular sobre el paramento de aguas arriba con una altura de 5 m sobre el terreno con una densidad de 0.4 Tn/m<sup>3</sup>.

$$E_{\text{sedimentos}} (N) = \frac{1}{2} * 4000 \frac{N}{m^3} * 12 * 5^2 = 600000 N$$

$$Y_G = \frac{1}{3} * 5 = 1.667 m$$

#### - Cantidad de movimiento.

Como en la sección anterior, se toma como elemento de control el cuerpo del vertedero.

Datos:

- Caudal entrante: 73.89 m<sup>3</sup>/s
- Velocidad caudal entrante:

$$v1 = \frac{Q}{L_{\text{vertedero útil}} * \text{carga hidráulica}} = \frac{73.89}{4.4 * (126.01 - 122)} = 4.18 m/s$$

Por tanto:

$$\rho Q v1 (N) = 1000 * 73.89 * 4.18 = 309438.5 N$$

$$Y_G = \left( 126.01 - 115 - \left( \frac{(126.01 - 122)}{2} \right) \right) = 9 m$$

Es una componente desestabilizadora del elemento de control.



- Caudal saliente: 73.89 m<sup>3</sup>/s
- Velocidad caudal saliente:

$$v_2 = \sqrt{2 * g * (z - \frac{H}{2})} = \sqrt{2 * 9.81 * ((126.01 - 117.8) - \frac{(126.01 - 122)}{2})} = 11.03 \text{ m/s}$$

Por tanto:

$$\rho Q v_2 (N) = 1000 * 73.89 * 11.03 = 815278.6 \text{ N}$$

$$Y_G = 117.8 + \frac{0.837}{2} - 115 = 3.2185 \text{ m}$$

Es una componente estabilizadora del elemento de control.

Ahora ya se puede calcular la fuerza que es ejercida en el plano de cimentación para evitar el deslizamiento:

$$= \frac{(EWh_1 * Y_g - EWh_2 * Y_g + (\rho Q v_1) * Y_g - (\rho Q v_2) * Y_g + Pp * X_g + EWv * X_g + PPagua * X_g + EHsedimentos * Y_g - Subpresión * X_g)}{F_y}$$

= 6.31m

La resultante vertical pasa a 6.31 m del pie de aguas arriba del cuerpo del azud. Para nuestro caso, la resultante presenta una excentricidad de:

$$e(m) = 6.13 - \frac{B}{2} = 6.63 - 5 = 1.115 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{10.33}{6} = 1.72 \text{ m}$$

$$\vec{F}_x = \int_s \rho v_x dQ$$

$$EWh_1 - EWh_2 + E_{sedim} - F_x = -\rho Q v_1 + \rho Q v_2$$

$$F_x = 7797685 \text{ N}$$

$$F_y = pp + p_{agua} + EWv - \text{Subpresión}$$

El peso del agua que discurre por el vertedero tiene una componente vertical:

$$P_{agua} = Area * Longitud \text{ vertedero} * \gamma = 21.52 * 6 * 9800 = 1268316 \text{ N}$$

$$X_G = 3.9 \text{ m}$$

Por tanto, la resultante vertical del elemento de control es:

$$F_y = 2.7 * 10^7 \text{ N}$$

El punto de aplicación por el que pasa esta resultante se halla tomando momentos respecto un mismo punto teniendo en cuenta todas las acciones que influyen en el elemento de control:

Como "e" (1.152 m) es inferior a 1.72 m, se puede asumir que toda la base del cuerpo del azud está sometida a compresión y no se generan tracciones. A continuación, se comprueba calculando las tensiones presentes:

$$\text{Momento generado por la excentricidad (N * m)} = F_y * e = 31091690.458 \text{ Nm}$$

$$\text{Tensión en el plano de cimentación} = \frac{(F_y)}{B} \pm \frac{6 * M}{B^2}$$



$$\text{Tensión en el pie de aguas arriba} = \frac{2.7 * 10^7 (N)}{10.33 (m)} - \frac{6 * 30091690.46 (Nm)}{10.33^2 (m^2)} = 921167.99 \frac{N}{m}$$

$$\rightarrow \left(\frac{t}{m^2}\right) \rightarrow \frac{921167.99 \frac{N}{m}}{10000 \frac{N}{t} * 12 m} = 7.21 \frac{t}{m^2} > 0 \rightarrow \text{Compresión}$$

$$\text{Tensión en el pie de aguas abajo} = \frac{2.7 * 10^7 (N)}{10.33 (m)} + \frac{6 * 30091690.46 (Nm)}{10.33^2 (m^2)} = 4305143.330 \frac{N}{m}$$

$$\rightarrow \left(\frac{t}{m^2}\right) \rightarrow \frac{4305143.330 \frac{N}{m}}{10000 \frac{N}{t} * 12 m} = 35.88 \frac{t}{m^2} > 0 \rightarrow \text{Compresión}$$

Una vez se ha comprobado que durante la crecida de 500 años no aparecen tensiones de tracción en el pie de aguas arriba que puedan dar lugar a la aparición de grietas que favorezcan el vuelco del cuerpo de azud, se comprueba su resistencia al deslizamiento mediante la siguiente fórmula:

$$Eh < Ev * \frac{tg(\varphi)}{F1} + \frac{B * C}{F2}$$

Donde:

- Eh: empuje horizontal.
- Ev: empuje vertical.
- $\varphi$ : ángulo de rozamiento interno del terreno.

A falta de estudios geotécnicos realizados in situ, se estima el ángulo de rozamiento interno del estrato de margas en 30°.

- B: ancho cimentación.
- C: cohesión terreno

Se supondrá una cohesión de 15 Tn/m<sup>2</sup>.

- F1 y F2: 1.1 y 3 respectivamente. Se clasifica el azud por su riesgo potencial ante la cercanía de grandes núcleos poblacionales como de categoría A.

**COEFICIENTES DE SEGURIDAD RESPECTO AL DESLIZAMIENTO (Guía Técnica N2)**

SITUACION	Clasificación de la Presa					
	A		B		C	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
NORMAL	1,5	5	1,4	5	1,4	4
ACCIDENTAL	1,2	4	1,2	3	1,1	3
EXTREMA	>1	3	>1	2	>1	>1

Figura 1.2.7.8. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento (Fuente: (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s. f.)

Finalmente:

$$Eh(N) = \rho Qv1 - \rho Qv2 + Esedim + EWh1 - EWh2 = 7797684.88 N$$

$$Ev (N) = EWv + PPagua + PPazud - Subpresión = 2.7 * 10^7 N$$

$$\frac{7797684.88}{10.33} < \frac{2.7 * 10^7}{10.33} * \frac{tg(30)}{1.1} + \frac{10.33 * 150000 \frac{N}{m^2}}{3}$$

$$754858.17 \frac{N}{m} < 1888361.06 N/m$$

Se cumple la condición de no desplazamiento.

A partir de estos datos se puede obtener también el coeficiente de seguridad entre el momento volcador y el estabilizador:

$$Eh = 7797684.88365506 N$$

$$Yg(m) = 4.38 m$$

$$Mvolcador(N * m) = 34173117.42 N * m$$



$$Ev = 2.7 * 10^7 N$$

$$Xg(m) = 5.01 m$$

$$Mestabilizador (N * m) = 135342056.2 N * m$$

$$Coef.seguridad = \frac{Me}{Mv} = 3.96$$

### 1.2.8. ANEJO 08. JUSTIFICACIÓN ODS.

En este Anejo se exponen las razones por las cuáles el presente estudio se adapta a los Objetivos de Desarrollo Sostenible, plan adoptado por todos los Estados Miembros en 2015 para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y garantizar que todas las personas gocen de paz y prosperidad para 2030; entre otros (Gamez, s. f.).

Este estudio está íntimamente ligado al objetivo número 13 en el que se recoge la necesidad de tomar medidas ante el cambio climático a fin de salvar vidas y medios de subsistencia («Cambio climático», s. f.).

Este estudio se basa en la remodelación de las infraestructuras existentes que se consideran obsoletas ya que su vida útil se ha reducido drásticamente como consecuencia de un proceso catalizador llamado cambio climático que, especialmente en la Región de Murcia se deja ver cada vez más a menudo con numerosos episodios de “gota fría”. Y es que septiembre de 2019 supuso un punto de inflexión en las infraestructuras existentes.

La DANA de septiembre de 2019 dejó 7 muertos solo en la Vega Baja y provocó de las inundaciones más graves que se recuerdan en la zona. Los daños en el municipio de Orihuela, de casi 77 mil habitantes, ascendieron a un total de 530 millones de euros que hoy en día siguen prevaleciendo (Pamies, 2021).

Una de las metas del objetivo número 13 recoge el objetivo de “Fortalecer la resiliencia y la capacidad de adaptación a los riesgos relacionados con el clima y los desastres naturales en todos los países” («Cambio climático», s. f.).

Solo con esta infraestructura, una de muchas pertenecientes al mismo plan contra las inundaciones de la Vega Baja puede paliar en gran parte los efectos devastadores ocurridos en Benferri y Orihuela.

Otro Objetivo que puede se puede ver reflejado es el número 8: “Trabajo decente y crecimiento económico”.



### 1.3. BIBLIOGRAFÍA

La remodelación de la presente infraestructura como la construcción de otras nuevas supondrá un impulso a nivel económico dentro de la situación de crisis sanitaria por Covid-19. Gracias a las ayudas de los fondos europeos, estimadas en 400 millones de euros, y 100 millones por parte de la comunidad autónoma (Míguez, 2021) se crearán numerosos puestos de trabajo que contribuirán a la consolidación de las necesidades básicas e infraestructuras fundamentales para el desarrollo de la zona.

La susceptibilidad de inundación puede, además de infligir daños directos, generar miedo y desconfianza en la zona para aquellos nuevos inversores que busquen crear un nuevo negocio o simplemente a aquellas personas que busquen una segunda residencia cerca de la línea de costa. Es por esto, que al reducir el riesgo de inundabilidad, se busca recuperar la confianza en la ciudadanía.

4.4.5—*RESALTO HIDRÁULICO*. (s. f.). ATHA. Recuperado 27 de mayo de 2021, de [http://www.atha.es/atha\\_archivos/manual/c445.htm](http://www.atha.es/atha_archivos/manual/c445.htm)

Anthercas. (2018). *Wikiloc | Foto de El Rio Chicamo y sus afluentes Mascosa y Zurca. Anthercas (2/6)*. Wikiloc | Rutas del Mundo.

<https://es.wikiloc.com/rutas-senderismo/el-rio-chicamo-y-sus-afluentes-mascosa-y-zurca-anthercas-25911078/photo-16549122>

Cambio climático. (s. f.). *Desarrollo Sostenible*. Recuperado 9 de junio de 2021, de <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/climate-change-2/>

*Carretera cerca de rm 414*. (s. f.). Carretera cerca de rm 414. Recuperado 11 de mayo de 2021, de

<https://www.google.com/maps/dir/38.1945407,-1.0443631/38.1700165,-1.0466113/@38.1724332,-1.048979,818m/data=!3m1!1e3!4m2!4m1!3e0>

*Catálogo-Compuertas.pdf*. (s. f.). Recuperado 26 de mayo de 2021, de <https://hidrometalica.com/wp-content/uploads/2017/02/Cat%C3%A1logo-Compuertas.pdf>

Comité Nacional Español de Grandes Presas. (s. f.). Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 2. CRITERIOS PARA PROYECTOS DE PRESAS Y SUS OBRAS ANEJAS (Tomo I) Adenda. Actualización en lo referente a HCR. *Comité Nacional Español de Grandes Presas*. Recuperado 15 de junio de 2021, de

<https://www.spancold.org/producto/guia-tecnica-de-seguridad-de-presas-no-2-criterios-para-proyectos-de-presas-y-sus-obras-anejas-tomo-i-adenda-actualizacion-en-lo-referente-a-hcr/>

Comité Nacional español de Grandes Presas. (s. f.). Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 5. ALIVIADEROS Y DESAGÜES. *Comité Nacional Español de Grandes Presas*. Recuperado 15 de junio de 2021, de

<https://www.spancold.org/producto/guia-tecnica-de-seguridad-de-presas-no-5-aliviaderos-y-desagues/>



*Embalse de Santomera.* (s. f.). Recuperado 16 de junio de 2021, de <https://www.chsegura.es/es/cuenca/infraestructuras/embalses/>

*Embalse de Santomera | All You Need In Murcia.* (s. f.). Recuperado 18 de junio de 2021, de <http://www.allyouneedinmurcia.com/es/naturaleza-mar-monta%C3%B1a/embalse-de-santomera/>

Gamez, M. J. (s. f.). Objetivos y metas de desarrollo sostenible. *Desarrollo Sostenible.* Recuperado 16 de junio de 2021, de <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/objetivos-de-desarrollo-sostenible/>

*Google Earth.* (s. f.). Recuperado 15 de junio de 2021, de [https://earth.google.com/web/@40.00000000,-4.00000000,11001825.15948710a,0d,35y,0.0000h,0.0000t,0.0000r?utm\\_source=earth7&utm\\_campaign=vine&hl=es](https://earth.google.com/web/@40.00000000,-4.00000000,11001825.15948710a,0d,35y,0.0000h,0.0000t,0.0000r?utm_source=earth7&utm_campaign=vine&hl=es)

*Google Maps.* (s. f.). Google Maps. Recuperado 11 de mayo de 2021, de <https://www.google.com/maps/place/RM-414,+Murcia/@38.1271396,-1.0478044,17z/data=!3m1!4m5!3m4!1s0xd639aa8eb2bf51f:0xd7201108ac15f810!8m2!3d38.1271396!4d-1.0456157>

*Iberpix 4.* (s. f.). Recuperado 18 de mayo de 2021, de <http://www.ign.es/iberpix2/visor/>

*IDERM - Infraestructura de Datos Espaciales de la Región de Murcia.* (2019). <https://visoriderm.carm.es/mapstore/#/viewer/openlayers/1>

*IH\_1.2.4\_Aliviaderos y cuencos\_2020\_.pdf.* (s. f.). Recuperado 26 de mayo de 2021, de [https://poliformat.upv.es/access/content/group/GRA\\_12832\\_2020/TEORIA/UNIDAD%201.%20CAPTACIONES/IH\\_1.2.4\\_Aliviaderos%20y%20cuencos\\_2020\\_.pdf](https://poliformat.upv.es/access/content/group/GRA_12832_2020/TEORIA/UNIDAD%201.%20CAPTACIONES/IH_1.2.4_Aliviaderos%20y%20cuencos_2020_.pdf)

*InfoIGME - Visor cartográfico del IGME.* (s. f.). Recuperado 28 de mayo de 2021, de <http://info.igme.es/visorweb/>

*Informe de Viabilidad del Proyecto de Construcción de las Obras de Encauzamiento de la Rambla de Abanilla al Río Segura (Martínez Muñoz, 2009).pdf.* (s. f.). Recuperado 15 de mayo de 2021, de [https://www.miteco.gob.es/es/agua/planes-y-estrategias/informes-de-viabilidad-de-obras-hidraulicas/abanilla\\_tcm30-82518.pdf](https://www.miteco.gob.es/es/agua/planes-y-estrategias/informes-de-viabilidad-de-obras-hidraulicas/abanilla_tcm30-82518.pdf)

*Informes de Viabilidad de Infraestructuras Hidráulicas: Demarcación Hidrográfica del Segura.* (s. f.). Recuperado 16 de junio de 2021, de <https://www.miteco.gob.es/es/agua/planes-y-estrategias/informes-de-viabilidad-de-obras-hidraulicas/chsegura.aspx>

*Lugar de Importancia Comunitaria Río Chícamo (Conserjería de Agricultura y Agua).pdf.* (s. f.). Recuperado 15 de mayo de 2021, de [https://murcianatural.carm.es/c/document\\_library/get\\_file?uuid=193e1ad3-52ce-487c-b54f-4c789deaf766&groupId=14](https://murcianatural.carm.es/c/document_library/get_file?uuid=193e1ad3-52ce-487c-b54f-4c789deaf766&groupId=14)

Maero, Egea y otros. (s. f.). *Definición de Directrices para la Realización de Actuaciones de Restauración Ambiental en la Cuenca Hidrográfica del Segura. Cuenca de la Rambla de Abanilla (Camero, Egea y otros).*

*Mapa Geológico de España a escala 1/50.000 MAGNA, Geological map of Spain scale 1/50.000 MAGNA.* (s. f.). Recuperado 28 de mayo de 2021, de <https://igme.maps.arcgis.com/home/webmap/viewer.html?webmap=92d3a8e400b44daf911907d3d7c8c7e9>

Míguez, R. (2021, enero 12). *El Consell destinará fondos de la UE para los daños de la DANA en la Vega Baja sin concretar la cuantía.* Información. <https://www.informacion.es/vega-baja/2021/01/12/consell-destinara-fondos-ue-danos-27771992.html>



Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. (s. f.-a). *BOE.es—BOE-A-1996-7319 Orden de 12 de marzo de 1996 por la que se aprueba el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*. Recuperado 16 de junio de 2021, de [https://www.boe.es/eli/es/o/1996/03/12/\(2\)](https://www.boe.es/eli/es/o/1996/03/12/(2))

Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. (s. f.-b). *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*. Recuperado 16 de junio de 2021, de [https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/marco-legislativo/legislacion\\_reglamento.aspx](https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/marco-legislativo/legislacion_reglamento.aspx)

Pamies, D. (2021, mayo 19). *La CHS encarga a la Politécnica el plan contra inundaciones de la Vega*. Información.

<https://www.informacion.es/vega-baja/2021/05/19/chs-encarga-politecnica-plan-inundaciones-52030286.html>

*PGA\_475\_DINA1\_Web\_Espanol.pdf*. (s. f.). Recuperado 18 de mayo de 2021, de [http://www.ign.es/web/resources/sismologia/PGA\\_475\\_DINA1\\_Web\\_Espanol.pdf](http://www.ign.es/web/resources/sismologia/PGA_475_DINA1_Web_Espanol.pdf)

*Reglamento técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente)*. (s. f.). Recuperado 16 de junio de 2021, de [https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/09047122800062e1\\_tcm30-216074.pdf](https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/09047122800062e1_tcm30-216074.pdf)

*Reserva Fluvial del Río Chicamo (Ministerio para la Transición Ecológica, 2018).pdf*. (s. f.). Recuperado 11 de mayo de 2021, de

[https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/delimitacion-y-restauracion-del-dominio-publico-hidraulico/rnf\\_es070rnf149\\_riochicamo\\_tcm30-504489.pdf](https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/delimitacion-y-restauracion-del-dominio-publico-hidraulico/rnf_es070rnf149_riochicamo_tcm30-504489.pdf)

S.L, E. P. (s. f.). *Elevan la alerta a nivel 2 en la Vega Baja por las consecuencias del desborde del río Segura*. Alicanteplaza. Recuperado 18 de junio de 2021, de

<https://alicanteplaza.es/la-gota-fria-sigue-y-mantiene-en-vilo-a-la-vega-baja-ante-el-desborde-del-rio-segura>

Urquiaga y Vives. (2015, diciembre 1). *El río Chicamo • Ecologistas en Acción*. Ecologistas en Acción.

<https://www.ecologistasenaccion.org/31523/el-rio-chicamo/>

Vidal-Abarca Gutiérrez, M. R., Suárez, M. L., Gómez, R., Rivera Núñez, D., Torralva Forero, M., & Oliva Paterna, F. J. (2002). Río Chicamo. *Eubacteria*, nº 9 (2002).

Vives, J. (2018). *Wikiloc | Foto de Túnel del canal y conexión trasvase (1/1)*. Wikiloc | Rutas del Mundo.

<https://es.wikiloc.com/rutas-senderismo/el-reloj-fortuna-canal-abanilla-pantano-santomera-31534033/photo-20281825>

XXI, P. por N. del S. (s. f.). *El embalse de Santomera comienza a desaguar hacia la Vega Baja alicantina*. Recuperado 18 de junio de 2021, de

<http://www.murciaconfidencial.com/2019/09/el-embalse-de-santomera-comienza.html>

*XYZT Santomera (Muñoz López, 2004).pdf*. (s. f.).



Documento número 2: PLANOS

Documento número 3: VALORACIÓN ECONÓMICA



TRABAJO FINAL DE GRADO

---

# *ESTUDIO DE LA REMODELACIÓN DEL AZUD DE ABANILLA E INSTALACIONES DE CABECERA DEL CANAL DE TRASVASE DE CRECIDAS AL EMBALSE DE SANTOMERA (ABANILLA, MURCIA)*

---

Autor:

**José María San Nicolás Méndez.**

Tutor:

Juan Bautista Marco Segura.

Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

CURSO 2020 – 2021

**Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Valencia.**



## ÍNDICE GENERAL

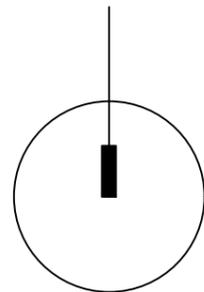
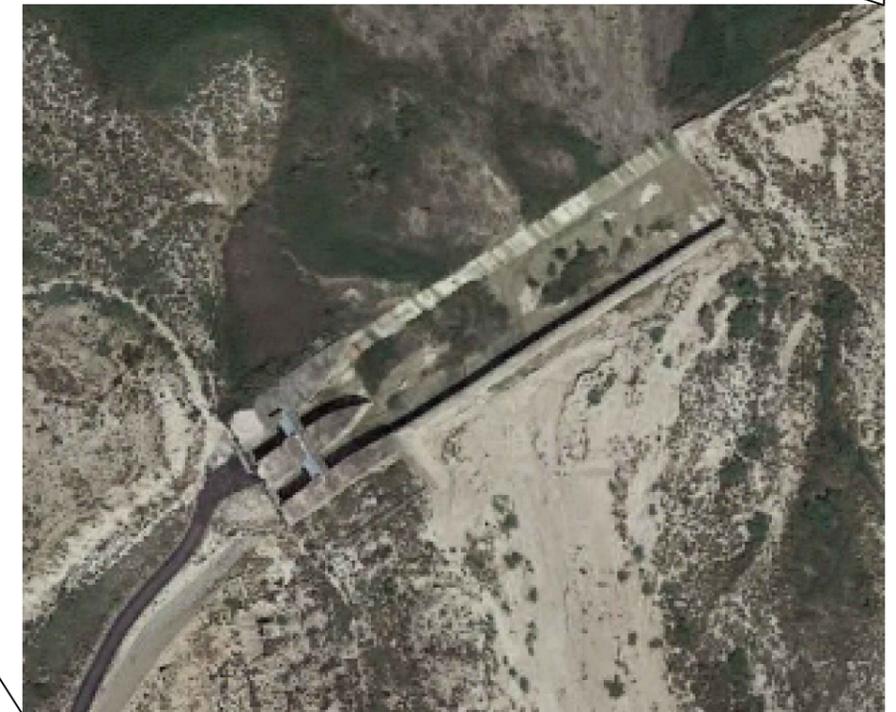
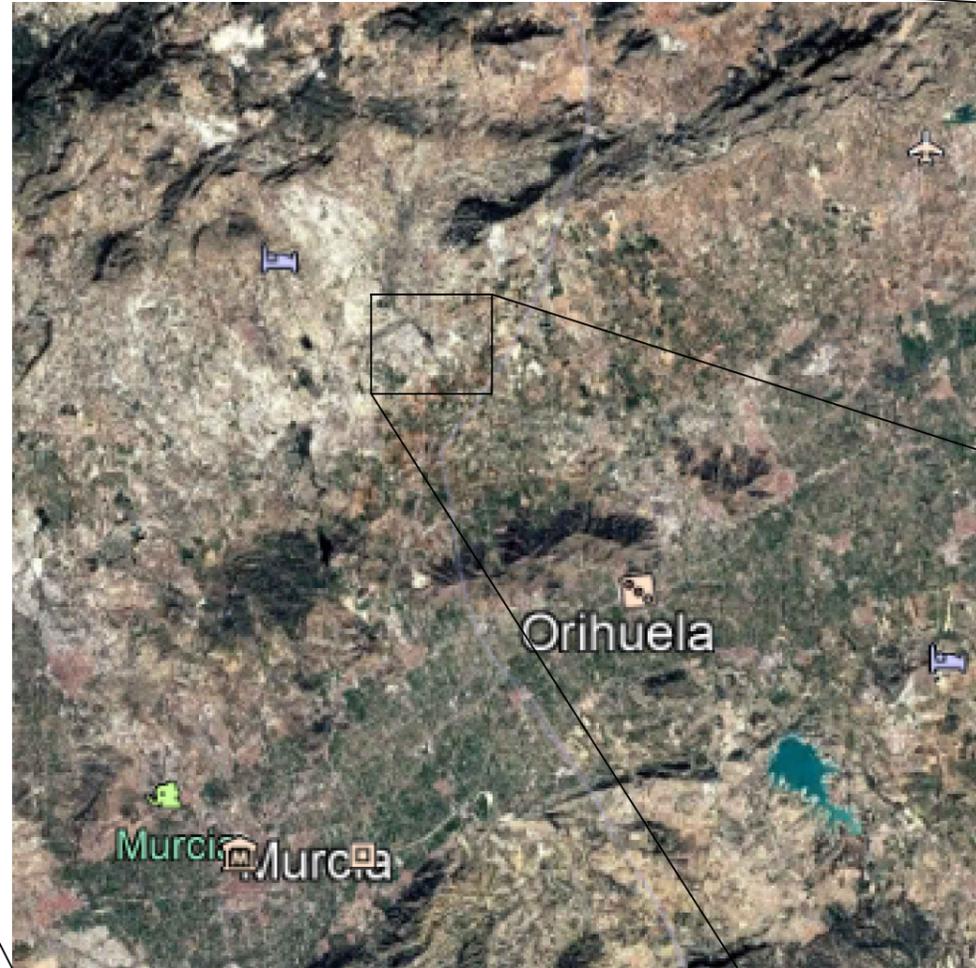
Documento número 1. MEMORIA Y ANEJOS

### **Documento número 2. PLANOS**

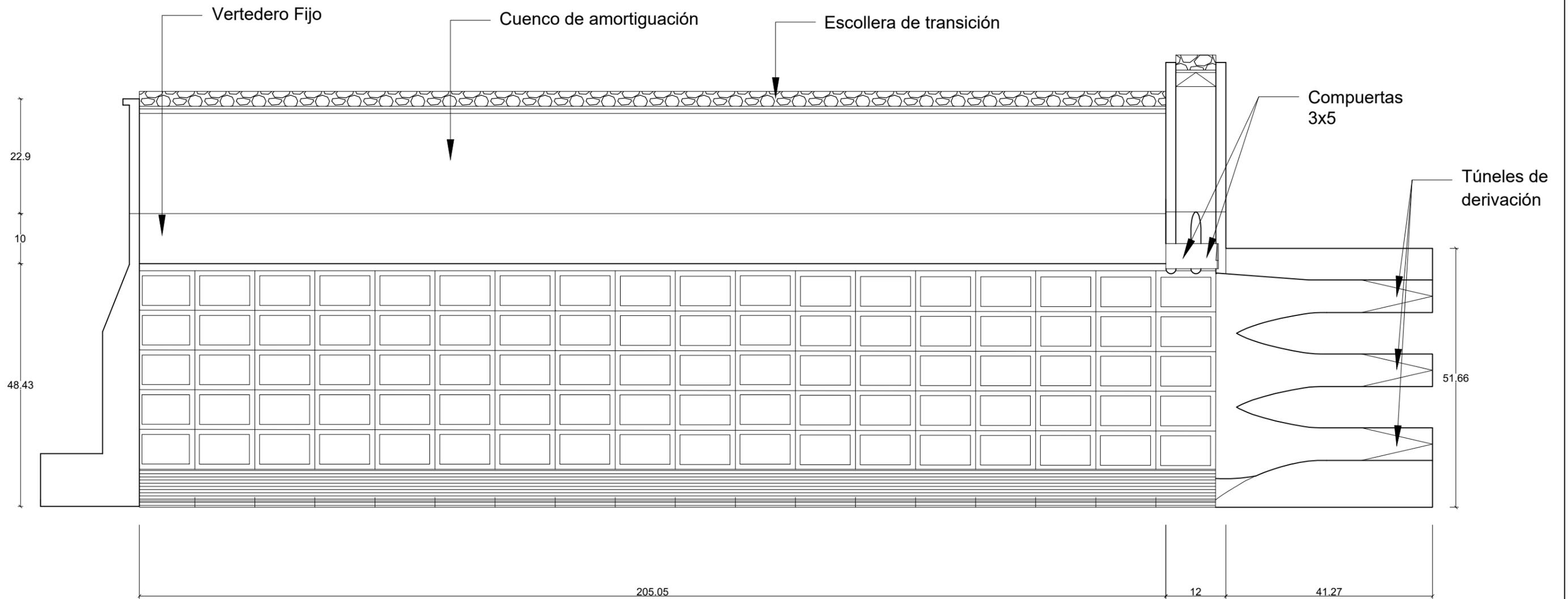
Documento número 3. PRESUPUESTO



## Documento número 2. PLANOS

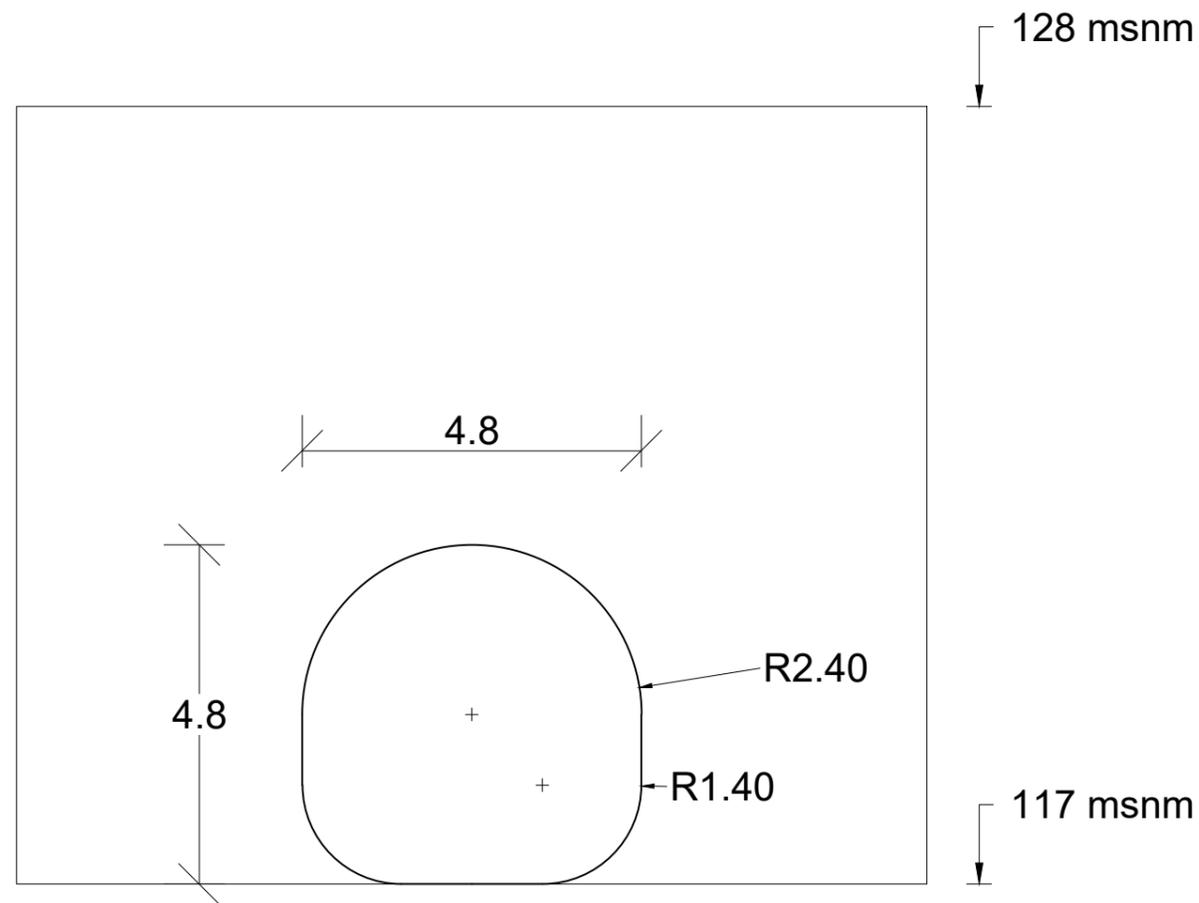


ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	Autor del Proyecto: JOSÉ MARÍA SAN NICOLÁS MÉNDEZ	Fecha: Junio 2021	ESTUDIO DE LA REMODELACIÓN DEL AZUD DE ABANILLA E INSTALACIONES DE CABECERA DEL CANAL DE TRASVASE DE CRECIDAS AL EMBALSE DE SANTOMERA (ABANILLA, MURCIA)	Título del Plano: SITUACIÓN Y ESTADO ACTUAL	Escala: VARIAS	Nº1 HOJA 1 DE 1
---	--	----------------------	--	--	-------------------	--------------------

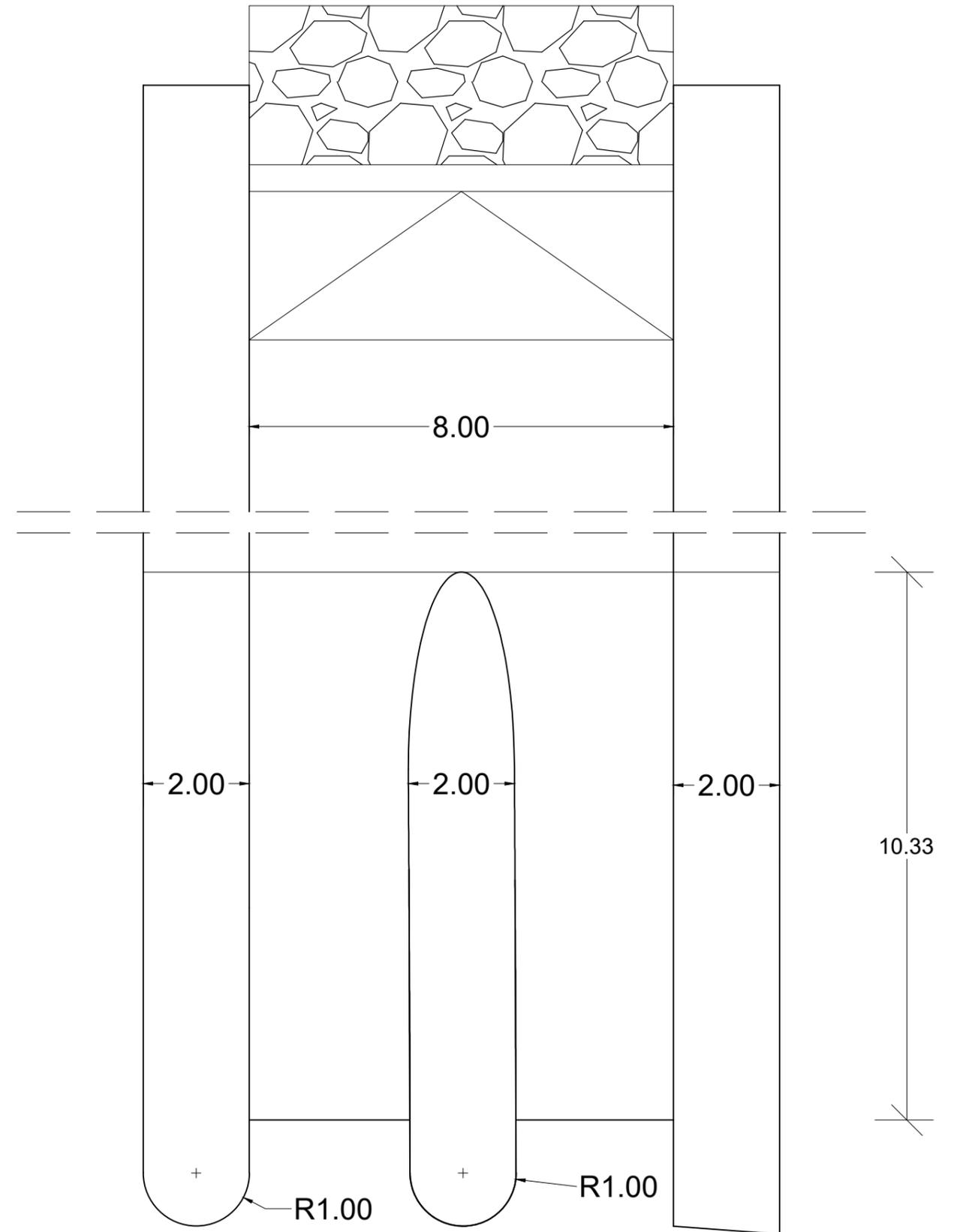


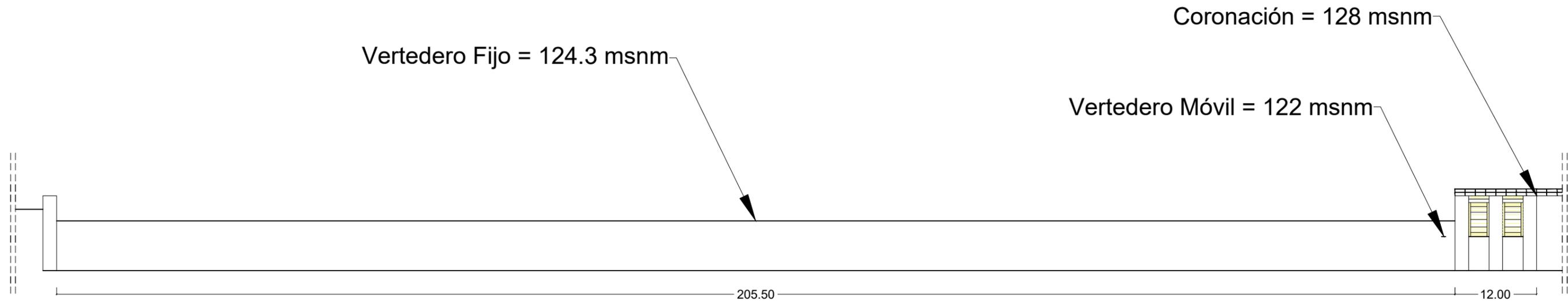
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	Autor del Proyecto JOSÉ MARÍA SAN NICOLÁS MÉNDEZ	Fecha: Junio 2021	ESTUDIO DE LA REMODELACIÓN DEL AZUD DE ABANILLA E INSTALACIONES DE CABECERA DEL CANAL DE TRASVASE DE CRECIDAS AL EMBALSE DE SANTOMERA (ABANILLA, MURCIA)	Título del Plano: <b>PLANTA: AZUD Y TÚNELES DE          DERIVACIÓN</b>	Escala: 1:800	Nº2 HOJA 1 DE 2

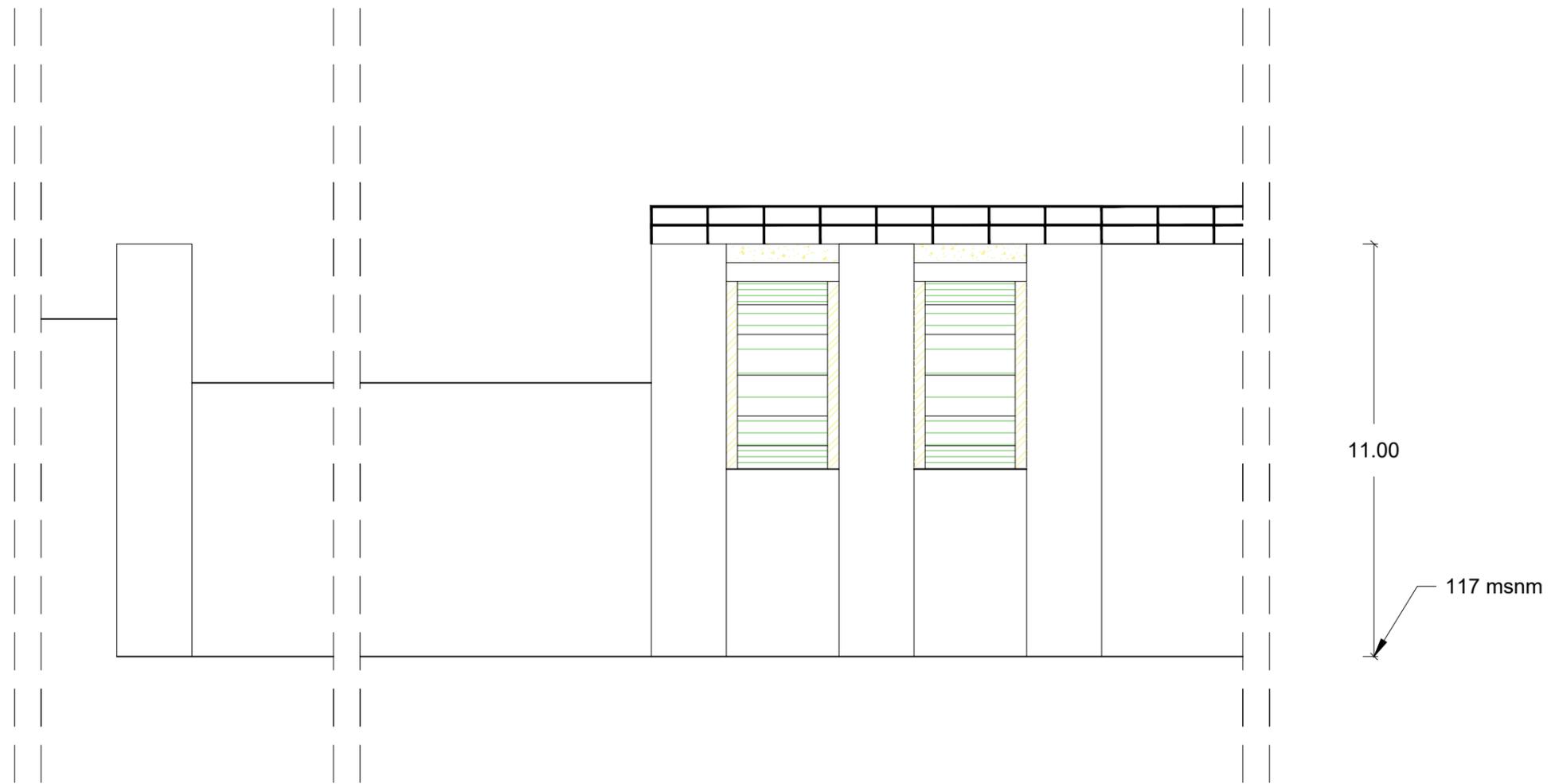
# EMBOCADURA TÚNEL DE DERIVACIÓN

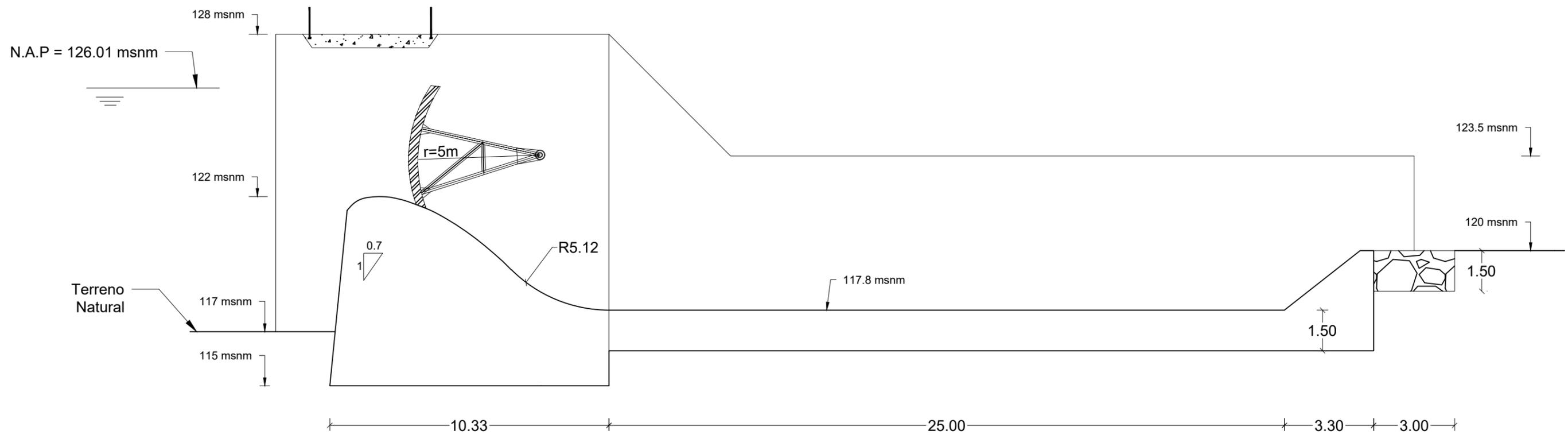


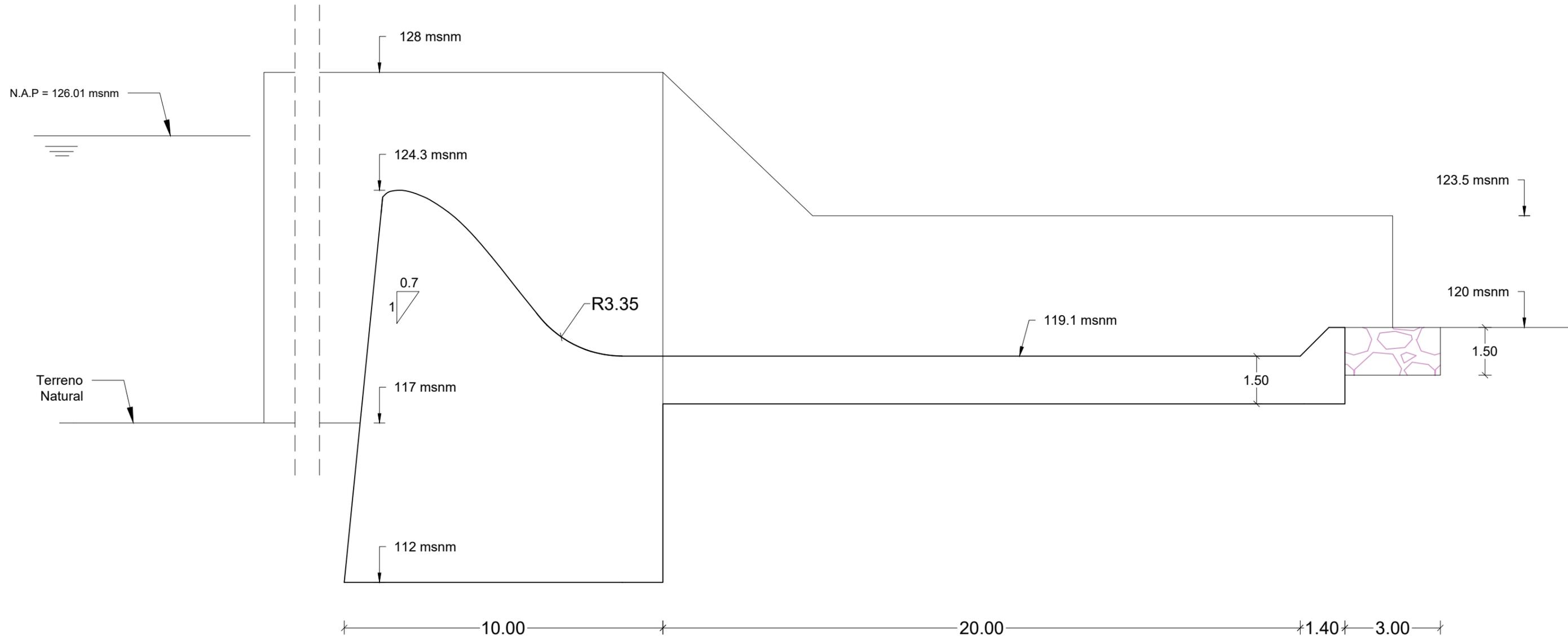
# DETALLE PILA













ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	Autor del Proyecto JOSÉ MARÍA SAN NICOLÁS MÉNDEZ	Fecha: Junio 2021	ESTUDIO DE LA REMODELACIÓN DEL AZUD DE ABANILLA E INSTALACIONES DE CABECERA DEL CANAL DE TRASVASE DE CRECIDAS AL EMBALSE DE SANTOMERA (ABANILLA, MURCIA)	Título del Plano: ENCUADRE SOLUCIÓN	Escala: 1:1500	Nº8 HOJA 1 DE 1
--	---	----------------------	--	--	-------------------	--------------------



TRABAJO FINAL DE GRADO

---

# *ESTUDIO DE LA REMODELACIÓN DEL AZUD DE ABANILLA E INSTALACIONES DE CABECERA DEL CANAL DE TRASVASE DE CRECIDAS AL EMBALSE DE SANTOMERA (ABANILLA, MURCIA)*

---

Autor:

**José María San Nicolás Méndez.**

Tutor:

Juan Bautista Marco Segura.

Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

CURSO 2020 – 2021

**Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Valencia.**



## ÍNDICE GENERAL

Documento número 1. MEMORIA Y ANEJOS

Documento número 2. PLANOS

**Documento número 3. PRESUPUESTO**



## Documento número 3. VALORACIÓN ECONÓMICA



## PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	UDS	RESUMEN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
<b>CAPÍTULO 01 AZUD</b>					
<b>SUBCAPÍTULO 01A ACTUACIONES PREVIAS</b>					
ADL005	m2	Desbroce y limpieza del terreno, con medios mecánicos.			
			11,349.00	0.58	6,582.42
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 01A ACTUACIONES PREVIAS .....</b>					<b>6,582.42</b>
<b>SUBCAPÍTULO 01B OBRA LINEAL</b>					
ADE002	m³	Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de arena densa, con medios mecánicos, y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.			
			24,803.64	1.95	48,367.10
CHH005	m³	Hormigón de limpieza Hormigón HL-300/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.			
			1,520.35	159.45	242,419.81
CHH030	m³	Hormigón para armar Hormigón HA-35/AC-E1/12/IIa, fabricado en central, y vertido con bomba, para formación de cuenco de amortiguación y sus respectivos cajeros.			
			8,021.25	200.50	1,608,260.63
CHH020	m³	Hormigón en masa Hormigón HM-20/B/20/I fabricado en central y vertido desde camión, para formación de cuerpo de azud y muros cajeros.			
			17,388.74	69.93	1,215,994.59
CHE010 A	m²	Encofrado Plano			
			4,499.01	31.77	142,933.55
CHE010 B	m²	Encofrado Curvo			
			2,336.68	42.12	98,420.96
CCE010	m³	Escollera Pie de escollera de bloques de piedra caliza de transición al cauce del río, colocados con retroexcavadora sobre cadenas con pinza para escollera.			
			969.75	42.41	41,127.10
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 01B OBRA LINEAL .....</b>					<b>3,397,523.74</b>

CÓDIGO	UDS	RESUMEN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
<b>SUBCAPÍTULO 01C OBRAS SINGULARES</b>					
E02	m²	LOSA MACIZA H.P.			
			50.00	80.96	4,048.00
01C - 1	u	Compuertas de sector			
			2.00	250,000.00	500,000.00
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 01C OBRAS SINGULARES .....</b>					<b>504,048.00</b>
<b>TOTAL CAPÍTULO 01 AZUD .....</b>					<b>3,908,154.16</b>



CÓDIGO UDS RESUMEN

CANTIDAD PRECIO IMPORTE

**CAPÍTULO 02 TÚNELES DE DERIVACIÓN**

**SUBCAPÍTULO 02A OBRA LINEAL**

ADE002	m <sup>3</sup> Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de arena densa, con medios mecánicos, y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.			
		121,361.85	1.95	236,655.61
CHH020	m <sup>3</sup> Hormigón en masa Hormigón HM-20/B/20/I fabricado en central y vertido desde camión, para formación de cuerpo de azud y muros cajeros.			
		9,496.05	69.93	664,058.78
CHE010 A	m <sup>2</sup> Encofrado Plano			
		4,884.00	31.77	155,164.68
CHE010 B	m <sup>2</sup> Encofrado Curvo			
		6,277.05	42.12	264,389.35
OPG020	m <sup>2</sup> Cimbra de madera para bóveda			
		2,664.00	23.49	62,577.36
ACR020	m <sup>3</sup> Relleno con material de la excavación			
		103,646.25	1.09	112,974.41
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 02A OBRA LINEAL.....</b>				<b>1,495,820.19</b>
<b>TOTAL CAPÍTULO 02 TÚNELES DE DERIVACIÓN .....</b>				<b>1,495,820.19</b>

**CAPÍTULO 03 ARENERO**

**SUBCAPÍTULO 03 A ACTUACIONES PREVIAS**

ADL005	m <sup>2</sup> Desbroce y limpieza del terreno, con medios mecánicos.			
		4,808.00	0.58	2,788.64
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 03 A ACTUACIONES PREVIAS .....</b>				<b>2,788.64</b>

**SUBCAPÍTULO 03 B OBRA LINEAL**

ADE002	m <sup>3</sup> Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de arena densa, con medios mecánicos, y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.			
		3,606.00	1.95	7,031.70
ADP010	m <sup>3</sup> Terraplenado Terraplenado con material de la propia excavación.			
		10,217.00	4.41	45,056.97
CHH020	m <sup>3</sup> Hormigón en masa Hormigón HM-20/B/20/I fabricado en central y vertido desde camión, para formación de cuerpo de azud y muros cajeros.			
		619.03	69.93	43,288.77
CHE010 A	m <sup>2</sup> Encofrado Plano			
		2,163.60	31.77	68,737.57
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 03 B OBRA LINEAL.....</b>				<b>164,115.01</b>

CÓDIGO UDS RESUMEN

CANTIDAD PRECIO IMPORTE

**SUBCAPÍTULO 03 C OBRAS SINGULARES**

E06.1	u Compuertas	1.00	750,000.00	750,000.00
<b>TOTAL SUBCAPÍTULO 03 C OBRAS SINGULARES.....</b>				<b>750,000.00</b>
<b>TOTAL CAPÍTULO 03 ARENERO.....</b>				<b>916,903.65</b>
<b>TOTAL .....</b>				<b>6,320,878.00</b>