



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



---

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA EL  
PROYECTO DE INFRAESTRUCTURAS DE  
CONTROL Y LAMINACIÓN DE AVENIDAS  
EN LA CUENCA DEL RÍO GIRONA  
(ALICANTE)

---

**TRABAJO FINAL DE GRADO**

**Grado en Ingeniería de Obras Públicas**

Autor: **Daniel Cervera Miquel**

Tutor: **Dr. Ignacio Escuder Bueno**

CURSO 2014 - 2015  
JUNIO DE 2015

---

# **ÍNDICE GENERAL**

---

## **MEMORIA**

### **ANEJOS A LA MEMORIA**

ANEJO 0: NORMATIVA Y RECOMENDACIONES EMPLEADAS

ANEJO 1: FICHA DE CARACTERÍSTICAS

ANEJO 2: SITUACIÓN ACTUAL Y ACTUACIÓN A DESARROLLAR

ANEJO 3: ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

ANEJO 4: ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS

ANEJO 5: ESTUDIO DE SOLUCIONES

ANEJO 6: CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ANEJO 7: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD Y TENSIONAL

ANEJO 8: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y RIESGO

## **PLANOS**

## **PRESUPUESTO**

**MEMORIA**



## Índice

|  |    |
|--|----|
| ÍNDICE .....   | 1  |
| 1. INTRODUCCIÓN .....  | 3  |
| 2. ANTECEDENTES .....  | 4  |
| 3. ELECCIÓN DE LA ACTUACIÓN A DESARROLLAR .....                          | 5  |
| 4. ÁREA DE UBICACIÓN DE LA ACTUACIÓN .....                               | 6  |
| 4.1. Accesos .....   | 6  |
| 5. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA .....                               | 7  |
| 5.1. Estudios anteriores .....   | 7  |
| 5.2. Cartografía .....   | 7  |
| 5.3. Planeamiento urbanístico .....                                      | 7  |
| 6. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA .....  | 8  |
| 6.1. Consideraciones previas .....                                       | 8  |
| 6.2. Litología .....   | 8  |
| 6.3. Geomorfología .....   | 8  |
| 6.4. Tectónica .....   | 8  |
| 6.5. Hidrogeología .....   | 9  |
| 6.6. Calidad del macizo .....  | 9  |
| 7. ESTUDIO DE AVENIDAS .....   | 10 |
| 8. ESTUDIO DE EMPLAZAMIENTOS .....                                       | 14 |
| 9. DIMENSIONAMIENTO DEL EMBALSE Y LAMINACIÓN DE AVENIDAS .....           | 17 |
| 9.1. Curvas características del embalse .....                            | 17 |
| 9.2. Dimensionamiento del embalse .....                                  | 17 |
| 9.3. Laminación de avenidas .....  | 21 |
| 9.3.1. Gráficos de resultados .....                                      | 22 |
| 10. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS .....  | 25 |
| 10.1. Generalidades .....  | 25 |
| 10.2. Alternativas tipológicas .....                                     | 25 |
| 10.2.1. Alternativa nº 1. Presa gravedad de hormigón vibrado .....       | 26 |
| 10.2.2. Alternativa nº 2. Presa de gravedad de hormigón compactado ..... | 27 |
| 10.2.3. Selección de la alternativa .....                                | 28 |
| 11. SOLUCIÓN DESARROLLADA .....  | 30 |
| 11.1. Elementos hidráulicos .....  | 32 |
| 11.2. Dispositivos de auscultación .....                                 | 35 |
| 11.3. Obras complementarias .....  | 35 |
| 12. CÁLCULOS COMPROBATORIOS .....  | 36 |
| 12.1. Cálculos hidráulicos .....   | 36 |
| 12.1.1. Aliviadero A1 .....  | 36 |
| 12.1.2. Aliviadero A2 .....  | 37 |
| 12.1.3. Rápida .....   | 37 |
| 12.1.4. Aliviadero A3 .....  | 38 |
| 12.1.5. Cuenco .....   | 38 |
| 12.1.6. Resguardos .....   | 39 |

|  |    |
|--|----|
| 12.2. Cálculo de estabilidad y tensional.....    | 39 |
| 13. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y RIESGO.....     | 41 |
| 14. PRESUPUESTO .....                            | 42 |
| 15. DOCUMENTOS DE LOS QUE CONSTA EL ESTUDIO..... | 43 |
| 16. CONCLUSIONES.....                            | 45 |

## 1. Introducción

El presente documento constituye la Memoria del Estudio de Soluciones para el proyecto de infraestructuras de control y laminación de avenida en la cuenca del Río Girona (Alicante). Este estudio se realiza como concierto directo del programa de Trabajos Final de Grado de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Valencia y; está desarrollado con objeto de completar la formación académica de la titulación de Grado de Ingeniería de Obras Públicas.

El estudio se divide en tres bloques claramente diferenciados y cuyo resumen se incluye en esta Memoria:

1. Análisis de la situación actual, de la necesidad de actuaciones y la elección de la actuación más idónea para paliar la problemática detectada en cuanto a la necesidad de laminación de las avenidas en el río Girona.
2. Estudio de soluciones de la actuación elegida en el punto anterior, centrándose principalmente en sus implicaciones técnicas, ambientales y económicas.
3. Desarrollo de la alternativa seleccionada a nivel de Anteproyecto y valoración económica de la misma.

El conjunto de los trabajos se realiza de acuerdo con la Normativa y Legislación de aplicación, una relación de la misma se incluye en el Anejo Nº 0: "Normativa y recomendaciones oficiales empleadas" así como de acuerdo con el estado del arte en materia de presas de embalse.

## 2. Antecedentes

El Girona es un río caracterizado por un régimen extremo de caudales con importantes crecidas que producen desbordamientos, inundan márgenes y son causa de daños considerables en los terrenos y poblaciones que alcanzan. La gran desproporción entre los caudales ordinarios y extraordinarios del río hace que el problema de las inundaciones en la cuenca del Girona revista una especial importancia, sobre todo en las zonas inundables de la llanura de inundación, debido a la gran densidad urbana que presenta.

La magnitud de la zona inundada, junto con el gran desarrollo económico de estas comarcas, debido a la fertilidad de la tierra, y a su proximidad a la costa, lleva consigo unos importantes daños económicos y una gran repercusión social por esta problemática.

Esta importancia se percibió con claridad en la avenida de octubre de 2007. Esta crecida en la que se contabilizaron unos 1.200 inmuebles inundados (la mayoría casas particulares), 1.500 vehículos dañados, decenas de kilómetros de caminos rurales, carreteras locales y tramos de paseo marítimo destrozados, así como dotaciones municipales, centros de salud y cívicos anegados, además de una víctima mortal en El Verger; puso de manifiesto la necesidad de estudiar distintas medidas estructurales para reducir los efectos de las inundaciones en la Marina Alta.

Con fecha 6 de febrero de 2008 fue solicitada por la Confederación Hidrográfica del Júcar autorización para la redacción de un plan para tratar de paliar el riesgo potencial que presentan las avenidas sobre las propiedades y la población en la comarca de la Marina Alta. La redacción de dicho documento fue autorizada por resolución de la Dirección General del Agua a fecha 3 de abril de 2008.

Con fecha de junio de 2013 se redactó el "PLAN DIRECTOR DE DEFENSA CONTRA LAS AVENIDAS EN LA COMARCA DE LA MARINA ALTA" en el que se puso de relieve la necesidad de ejecución de una serie de infraestructuras de laminación y control de avenidas en la cuenca del río Girona, con objeto de disminuir los caudales punta debido a la poca capacidad de los cauces existentes.

Las infraestructuras que se proponen son las siguientes:

- Presa de Laminación.
- Aliviadero de control del caudal que permita desviar los caudales excedentes a una zona de inundación controlada. Esta actuación, únicamente es factible si se combina con la construcción de la presa de Laminación.
- Adecuación del cauce para incrementar su capacidad hidráulica.



### 3. Elección de la actuación a desarrollar

En el anejo nº 2 se realiza un análisis de las infraestructuras propuestas, con objeto de determinar qué actuación es más efectiva frente al riesgo potencial de inundación que sufren las zonas cercanas al curso bajo del río Girona.

Dicho análisis se centra en los siguientes puntos:

1. Eficacia para el control de avenidas y disminución del riesgo.
2. Coste – Beneficio de la inversión.
3. Afección al Medio socioeconómico.
4. Afección Ambiental.

Donde cada uno de ellos, es valorado entre 5 y 1 según la actuación tenga una influencia “Muy positiva” o “Muy negativa”.

Como resultado de la valoración de las actuaciones, se presenta el siguiente cuadro resumen con las puntuaciones obtenidas por cada actuación y factor estudiado y la suma ponderada de las puntuaciones.

**Tabla 1: Valoración de las actuaciones.**

|                              | Disminución del riesgo (Peso 10) | Coste / Beneficio (Peso 5) | Socioeconómico, político y patrimonial (Peso 7) | Medioambiental (Peso 5) | Puntuación |
|------------------------------|----------------------------------|----------------------------|---|-------------------------|------------|
| <b>Presa de Laminación</b>   | 5                                | 1                          | 3.75  | 1                       | 86.25      |
| <b>Aliviadero de control</b> | 3                                | 5                          | 1.83  | 3                       | 82.82      |
| <b>Adecuación del cauce</b>  | 2                                | 1                          | 2.08  | 4                       | 59.57      |

Se observa pues que, tras la realización del análisis multicriterio, la Presa de Laminación es la actuación óptima para el objetivo de reducir el riesgo de inundación en la llanura del río Girona; por tanto, esta será la actuación desarrollada en el presente estudio.

## 4. Área de ubicación de la actuación

La presa de laminación en el río Girona se localiza en la Comunidad Valenciana, en la provincia de Alicante afectando a los términos municipales de Orba y Vall de Laguar, localizados en la comarca de La Marina Alta.

La cerrada se encuentra en el municipio de Orba, a unos 2 km aguas arriba de la población, junto a la urbanización “La Plana” de Orba.

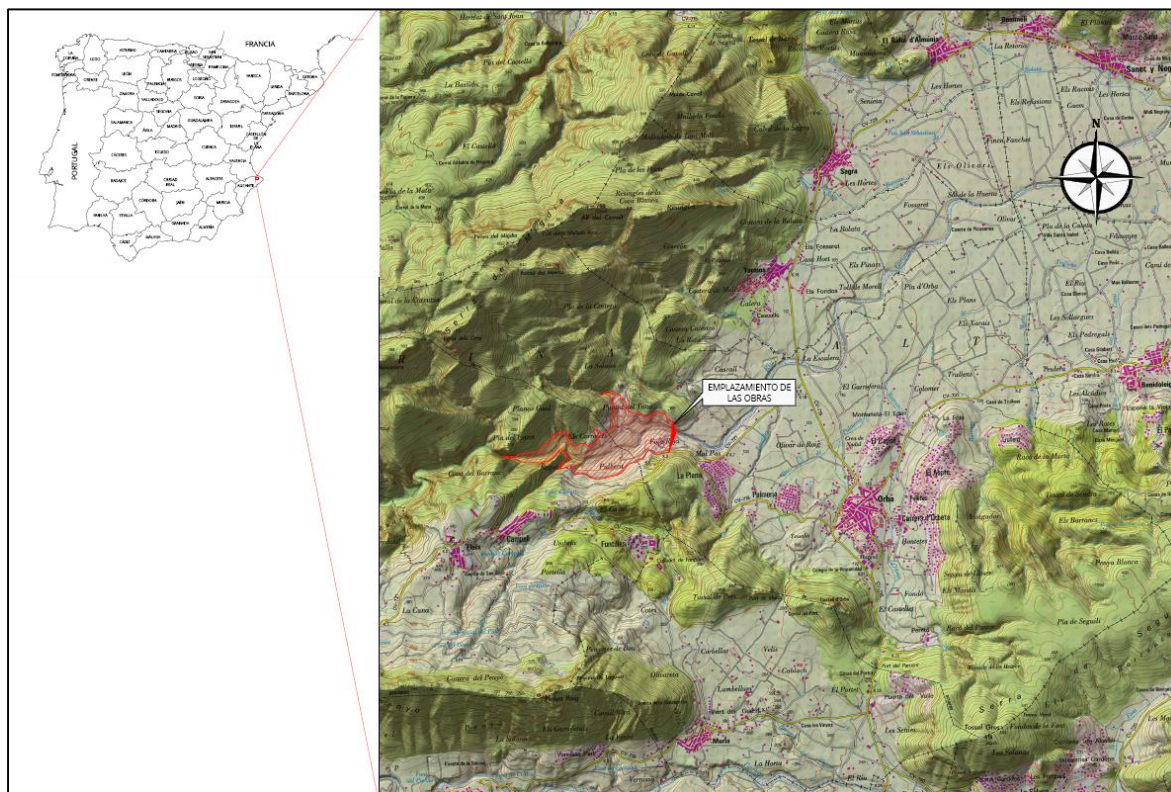


Figura 1: Emplazamiento de la actuación.

### 4.1. Accesos

El acceso al emplazamiento de la presa se realiza sin problemas tanto por la margen derecha como la izquierda.

Por la margen derecha puede accederse por las carreteras CV-721 y CV-718, y por la margen izquierda se accede por un camino que parte de la población de Tormos conocido como “Camino de Tormos a Isbert”.

## **5. Recopilación de información básica**

### **5.1. Estudios anteriores**

Entre otros estudios consultados se encuentran los siguientes:

- “Plan Director de Defensa contra las Avenidas en la Comarca de la Marina Alta”. Junio de 2013. Confederación Hidrográfica del Júcar. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente.
- “Análisis del posible desvío de caudales de crecida desde el Río Girona hacia el Barranco de Portelles (T.M. de Els Poblets, Alicante). Estudios hidráulicos y análisis de alternativas”. Trabajo Fin de Grado. Julio 2014. Micó Pérez, Guillermo.

### **5.2. Cartografía**

Para la realización del Estudio de Soluciones de la presa del río Girona se ha recopilado la siguiente cartografía:

- Mapa Topográfico Nacional de España. Escala 1:25.000. Hoja 822 Benissa. Ministerio de Fomento. Dirección General del Instituto Geográfico Nacional.
- Modelo Digital del Terreno. Escala 1:5.000 con paso de malla de 5 metros. Ministerio de Fomento. Dirección General del Instituto Geográfico Nacional.
- Cartografía de la Comunidad Valenciana. Escala 1:5.000. Municipios Orba y Vall de Laguar. Instituto Cartográfico Valenciano.

### **5.3. Planeamiento urbanístico**

Se ha recopilado el instrumento de planeamiento urbanístico vigente en cada uno de los dos municipios afectados:

- T.M. de Orba: Normas Subsidiarias de 1987. Aprobación Definitiva: 29/01/1987.
- T.M. de Vall de Laguar: Plan General de Ordenación Urbana. Aprobación Definitiva: 28/07/1997.

En Orba toda la zona de inundación se clasifica como Suelo No Urbanizable, mayoritariamente de uso común, una pequeña franja al Norte lo hace con Protección agrícola y una franja al Sur lo hace con Protección Paisajística, forestal y ecológica.

En Vall de Laguar toda la zona de inundación se clasifica como Suelo No Urbanizable, en este caso mayoritariamente de protección especial “Barranco del Infierno”, y el resto se considera no Suelo No Urbanizable de tipo Común o Zona de Dominio Público Hidráulico.

## **6. Geología y geotecnia**

### **6.1. Consideraciones previas**

La zona de estudio se encuentra situada en el prebético alicantino, caracterizándose por un importante espesor de materiales calizos y dolomíticos depositados en medios marinos someros y pertenecientes al Cretácico superior, fuertemente plegados. Por encima de estos se disponen depósitos terciarios, en donde destacan por su gran potencia los sedimentos paleógenos. Cubriendo tanto a estos últimos, como a los afloramientos cretácicos, se disponen los depósitos cuaternarios, fundamentalmente aluviales y coluviales.

### **6.2. Litología**

Las unidades litoestratigráficas reconocidas en la zona estudiada son, de más antigua a más moderna, las siguientes:

- Cretácico: Lo compone una serie muy potente de más de 1 Km. de espesor, cuyos tramos superiores son los de interés para el estudio pues sobre ellos se cimentará la presa.

Está constituido por un conjunto de calizas arrecifales, margas nodulosas de base y calizas a techo. Se presenta en potentes bancos de métricos a decimétricos, con un buzamiento general de 32° hacia el Nord-este.

- Terciario, con una reducida representación en el entorno del embalse, se trata de las margas de las Facies Tap, de edad Miocena.
- Cuaternario, materiales con escaso desarrollo en la zona del embalse son los depósitos neógenos formados principalmente por los depósitos coluviales y aluviales procedentes del desmonte de los relieves existentes y por los depósitos que ha dejado el propio río Girona.

### **6.3. Geomorfología**

Geomorfológicamente, y en función de los materiales aflorantes se distinguen tres zonas. Los terrenos llanos o de suaves pendientes corresponden a los depósitos cuaternarios (depósitos de ladera y aluvial). Las margas del TAP mioceno propician la presencia de suaves lomas con pendientes algo más elevadas, pronunciándose en las cercanías de los relieves cretácicos. Por último, las calizas senonienses configuran el área de grandes relieves con pendientes acusadas y presencia de importantes escarpes, en ocasiones verticales. Es en esta última zona donde se ha ubicado la cerrada para la futura presa.

### **6.4. Tectónica**

Los terrenos afectados por el vaso del embalse se disponen a lo largo de la isoclinal en la que aparecen dos repeticiones de formaciones cretácicas, provocadas por sendos cabalgamientos con dirección SSO-NNE y en los que se encuentran implicados depósitos del Cretácico superior-Paleoceno (cabalgamiento de Manzaneda) y depósitos del Cretácico superior (cabalgamiento del Embalse de Isbert)

## 6.5. Hidrogeología

Pertenece al Subsistema Hidrogeológico unidad nº 08.38 Plana de Gandía – Denia.

La Plana de Gandía-Denia se extiende desde Tabernes de Valldigna hasta Denia, ocupando toda la llanura costera y los valles de los ríos Jaraco, Serpis y Girona; comprende igualmente el valle de Pego. Tiene una longitud de 45 km y anchuras variables, entre 2 y 11 km. La superficie es de 250 km<sup>2</sup> aproximadamente.

## 6.6. Calidad del macizo

Para el estudio de los parámetros geotécnicos de los materiales del entorno de la presa de Isbert, se ha realizado una visita en la que se ha realizado un estudio de las discontinuidades y un estudio de la resistencia de la roca con ayuda de un martillo de geólogo.

Los parámetros característicos de la calidad del macizo obtenidos se muestran en la tabla 2.

Tabla 2: Parámetros geotécnicos de la cerrada.

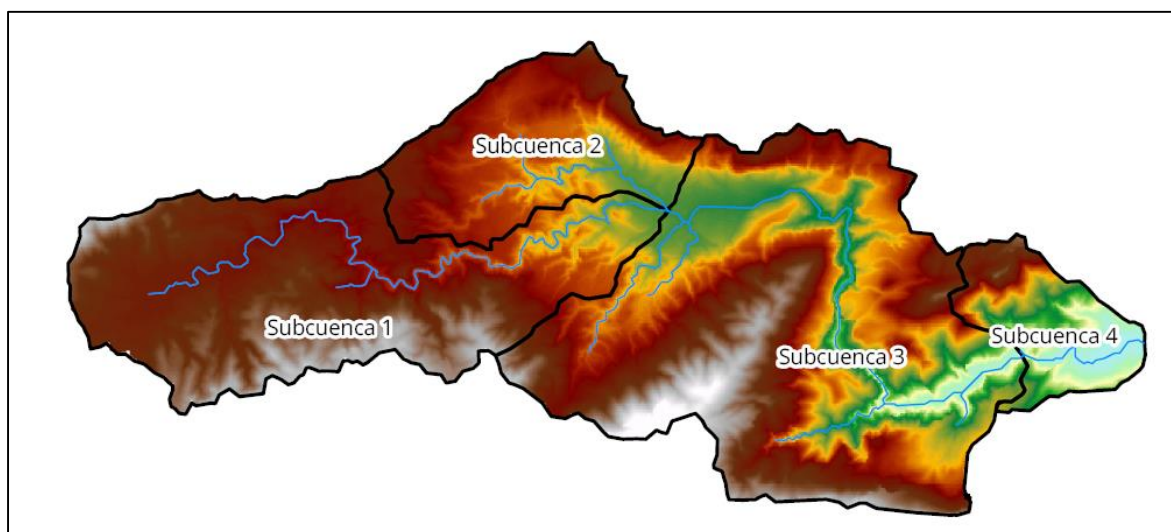
| ESTRIBO   | LITOLOGIA | RMR | DMR | $\sigma_m$ (MPa) | $\phi'$ (°) | C' (MPa) | $E_m$ (MPa) |
|-----------|-----------|-----|-----|------------------|-------------|----------|-------------|
| IZQUIERDO | CALIZAS   | 57  | 53  | 2.00             | 38.4        | 0.2      | 4987.5      |
| DERECHO   | CALIZAS   | 63  | 63  | 5.00             | 40.4        | 0.2      | 6650.9      |

## 7. Estudio de avenidas

En el Anejo N° 4 se realiza el estudio de máximas avenidas a partir del cual se obtienen, para diferentes periodos de retorno, mediante métodos hidrometeorológicos, los hidrogramas de crecida generados por la cuenca del Río Girona aguas arriba de la ubicación prevista de la Presa de Isbert.

Como datos de partida se toma la información cartográfica y pluviométrica, que se especifica en el correspondiente anejo de cálculo.

Inicialmente se realiza una caracterización de la cuenca de estudio, esto es, la cuenca del río Girona vertiente hasta la zona de ubicación prevista de la presa de Isbert. La superficie de la cuenca aguas arriba de la presa es de 57.2 km<sup>2</sup>, habiéndose dividido en 4 subcuencas para el estudio. En la figura siguiente se muestra la división en subcuencas de la cuenca de estudio. Para la delimitación de la cuenca y subcuencas se ha utilizado el software ArcMap 10.1.



**Figura 2: División en subcuencas para el análisis de máximas avenidas.**

También mediante la utilización de ArcMap se determina el valor del umbral de escorrentía, único parámetro necesario para evaluar la producción de escorrentía superficial según la expresión propuesta por el Soil Conservation Service. Este parámetro depende de cuatro variables, que son la pendiente del terreno, tipo y uso del suelo, así como las condiciones previas de humedad. Asimismo, se obtiene otras características físicas y parámetros hidrológicos de las subcuencas tales como el área, la longitud del recorrido principal, cotas aguas arriba y aguas abajo del cauce principal, pendiente media del cauce y tiempo de concentración. El valor del umbral de escorrentía se corrige mediante el coeficiente corrector de valor 2.40, obtenido en el estudio del CEDEX citado como referencia.

A partir de la información pluviométrica disponible, se realiza el análisis pluviométrico que tiene por finalidad la determinación de la lluvia correspondiente a varios periodos de retorno. Para ello se estima la cantidad de lluvia en los puntos donde se dispone de información pluviométrica válida, se realiza la reducción areal de los valores, que depende del tamaño de la cuenca para considerar el efecto de no simultaneidad de la lluvia, obteniendo lluvias areales. Finalmente, se obtiene la distribución temporal de la lluvia de diseño, de 24 horas de duración y distribuida según hietograma de bloques alternos. El hietograma de diseño, se presenta en la figura siguiente:

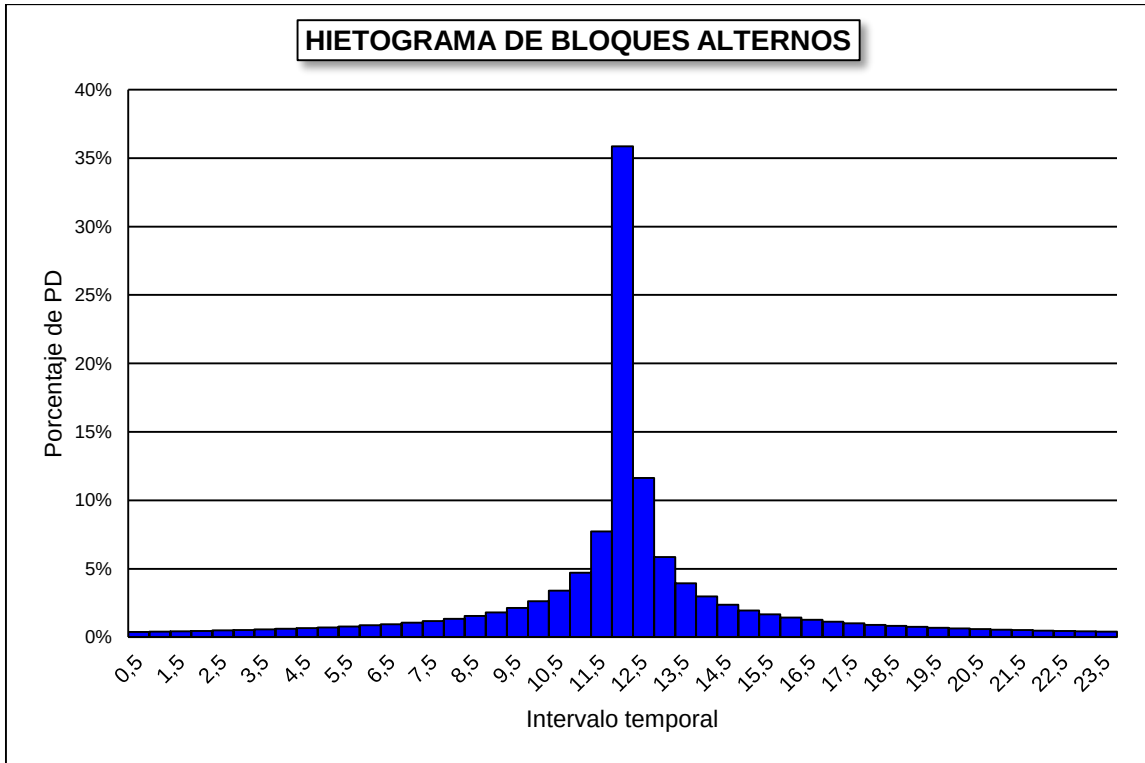


Figura 3: Hietograma de bloques alternos utilizado como tormenta de diseño.

En la tabla que se incluye a continuación se presentan los valores de precipitación reducida arealmente que se consideran en los cálculos, tras el análisis de la precipitación realizado:

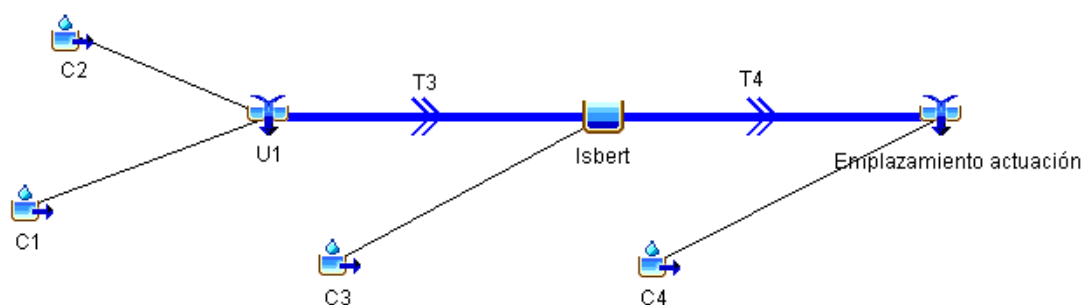
Tabla 3: Cuantiles de precipitación máxima diaria afectados por el coeficiente de reducción areal.

|             |                 |
|-------------|-----------------|
| A total     | COEF. RED AREAL |
| <b>57.2</b> | <b>0.88</b>     |

| T (años)     | P TOTAL (mm) | PRECIP. RED. AREAL |
|--------------|--------------|--------------------|
| <b>2</b>     | 104.7        | 92.5               |
| <b>5</b>     | 159.2        | 140.5              |
| <b>10</b>    | 200.4        | 176.9              |
| <b>25</b>    | 258.0        | 227.8              |
| <b>50</b>    | 304.8        | 269.1              |
| <b>100</b>   | 353.9        | 312.5              |
| <b>200</b>   | 406.5        | 358.8              |
| <b>500</b>   | 480.6        | 424.3              |
| <b>1000</b>  | 540.2        | 476.9              |
| <b>5000</b>  | 691.3        | 610.3              |
| <b>10000</b> | 761.8        | 672.5              |

Finalmente, se obtienen los hidrogramas de crecida mediante el uso de un programa compuesto por varios modelos matemáticos, el HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System), versión 4.0, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

El esquema hidrológico utilizado en el modelo es el que se presenta en la figura siguiente:

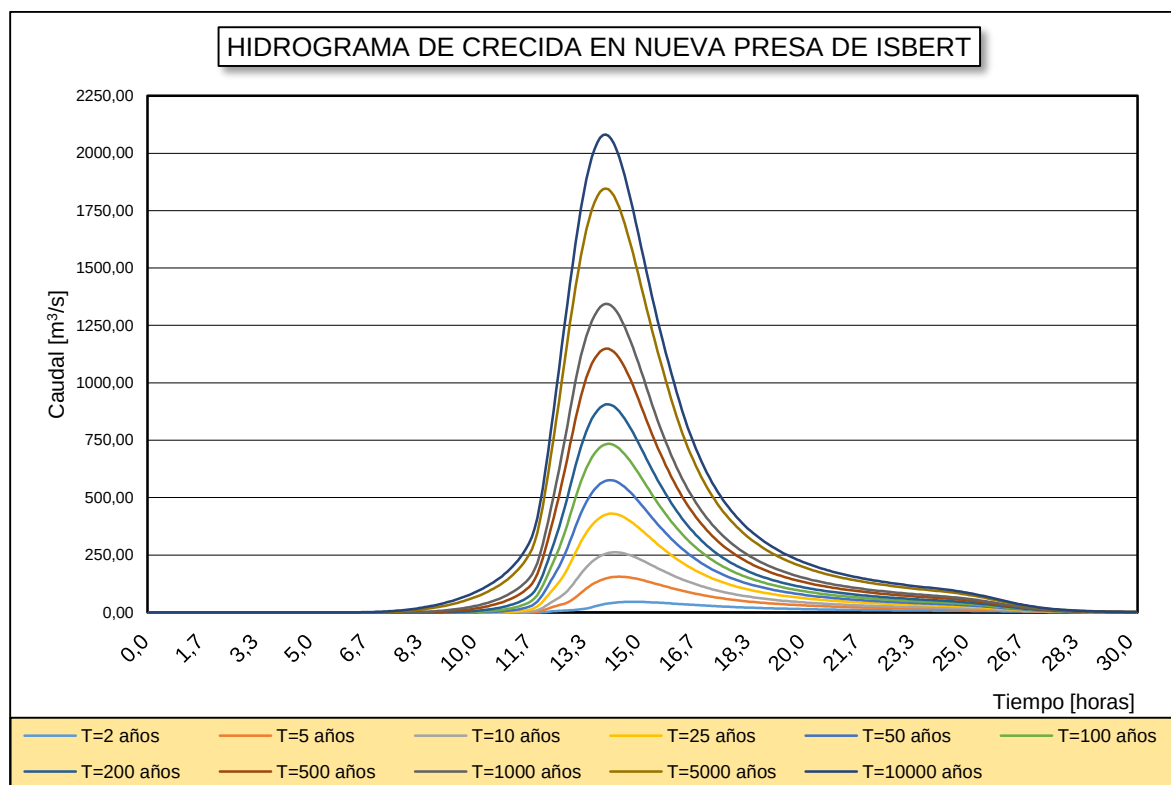


**Figura 4: Esquema hidrológico introducido en el modelo de cálculo HEC-HMS.**

En cuanto a los modelos de cálculo utilizados en el programa HMS, son los siguientes:

- Modelo meteorológico: tormenta de diseño hietograma de bloques alternos de duración 24 horas.
- Modelo de producción de escorrentía superficial: Soil Conservation Service (umbral de escorrentía).
- Modelo de transformación lluvia neta – escorrentía: hidrograma unitario del Soil Conservation Service.
- Modelo de propagación en cauces: Muskingum - Cunge.
- Modelo de laminación en el actual embalse de Isbert: Método de Puls modificado, suponiendo el embalse vacío en el momento de la crecida.

Los hidrogramas resultantes son:



**Figura 5: Hidrogramas de crecida para cada uno de los periodos de retorno estudiados.**



En la tabla siguiente se resumen los resultados de los cálculos hidrológicos, incluyéndose para cada periodo de retorno considerado en los cálculos, el caudal punta y el volumen total de escorrentía generado:

**Tabla 4: Caudales pico y volúmenes de escorrentía acumulados para los distintos periodos de retorno.**

| T (años) | Qp (m <sup>3</sup> /s) | V (Hm <sup>3</sup> ) |
|----------|------------------------|----------------------|
| 2        | 46                     | 0.97                 |
| 5        | 155                    | 2.77                 |
| 10       | 262                    | 4.44                 |
| 25       | 430                    | 7.03                 |
| 50       | 576                    | 9.29                 |
| 100      | 734                    | 11.75                |
| 200      | 907                    | 14.45                |
| 500      | 1149                   | 18.37                |
| 1000     | 1344                   | 21.58                |
| 5000     | 1847                   | 29.86                |
| 10000    | 2082                   | 33.77                |

## 8. Estudio de emplazamientos

El ámbito territorial para el planteamiento de posibles emplazamientos de la presa de laminación se ha limitado inicialmente aguas arriba por la localidad de Vall d'Ebo y aguas abajo por la localidad de Orba.

Analizando en detalle el tramo, se observa que la zona a estudiar con mayor detalle es la zona del valle comprendido entre la actual presa de Isbert, aguas arriba, y la urbanización de La Plana, aguas abajo; es decir, un tramo de únicamente 2000 metros.

Sobre el área de estudio, se han contemplado tres posibles alternativas de emplazamiento de la presa y embalse de laminación de avenidas que se describen a continuación desde aguas arriba hacia aguas abajo.

### Emplazamiento A

El emplazamiento de la cerrada A, es el emplazamiento situado más al oeste y se sitúa en el Término Municipal de Vall de Laguar, aguas abajo del estrecho de Isbert, en el paraje conocido como la Foia Roja.

Se trata de una cerrada asimétrica en forma de V cerrada, constituida sobre un macizo rocoso de calizas y dolomías con buena capacidad resistente.

El embalse asociado a emplazamiento afecta al Término municipal de Vall de Laguar y en dichos terrenos se localizan principalmente zonas de forestales incluidas en zonas LIC y ZEPA.

Las características más destacadas del embalse de volumen adecuado que puede construirse en dicha cerrada pueden observarse en la siguiente tabla resumen:

**Tabla 5: Tabla de características del emplazamiento A.**

| <b>Emplazamiento A</b>           |                      |
|----------------------------------|----------------------|
| <b>Cota máxima de inundación</b> | 205 m.s.n.m.         |
| <b>Superficie de embalse</b>     | 33,5 km <sup>2</sup> |
| <b>Volumen de embalse</b>        | 11,1 Hm <sup>3</sup> |
| <b>Altura máxima de presa</b>    | 70 m                 |
| <b>Longitud de coronación</b>    | 190 m                |

### Emplazamiento B

El emplazamiento de la cerrada B, se sitúa en el Término Municipal de Orba, en un ligero estrechamiento que se produce entre "El Puntal del Tano" y la "Muntanya de la Plana".

Se trata de una cerrada ligeramente asimétrica en forma de V abierta, constituida sobre un macizo rocoso de margas en el estribo izquierdo y un macizo rocoso de margas y calizas en el estribo derecho; tiene la particularidad de ser atravesada por una falla inversa.

El embalse asociado a emplazamiento afecta a los Términos municipales de Vall de Laguar y Orba; sin afectar en este caso a los espacios protegidos comentados con anterioridad.

Las características más destacadas del embalse de volumen adecuado que puede construirse en dicha cerrada pueden observarse en la siguiente tabla resumen:

**Tabla 6: Tabla de características del emplazamiento B.**

| <b>Emplazamiento B</b>           |                      |
|----------------------------------|----------------------|
| <b>Cota máxima de inundación</b> | 175 m.s.n.m.         |
| <b>Superficie de embalse</b>     | 46,0 km <sup>2</sup> |
| <b>Volumen de embalse</b>        | 11,5 Hm <sup>3</sup> |
| <b>Altura máxima de presa</b>    | 54.2 m               |
| <b>Longitud de coronación</b>    | 400 m                |

#### Emplazamiento C

El emplazamiento de la cerrada C, se sitúa en el Término Municipal de Orba, en el último estrechamiento que se produce antes de alcanzar la llanura del río Girona.

Se trata de una cerrada asimétrica en forma de U abierta, constituida sobre un macizo rocoso de calizas en ambos estribos.

El embalse asociado a emplazamiento afecta a los Términos municipales de Vall de Laguar y Orba; sin afectar en este caso a los espacios protegidos comentados con anterioridad.

Las características más destacadas del embalse de volumen adecuado que puede construirse en dicha cerrada pueden observarse en la siguiente tabla resumen:

**Tabla 7: Tabla de características del emplazamiento C.**

| <b>Emplazamiento C</b>           |                      |
|----------------------------------|----------------------|
| <b>Cota máxima de inundación</b> | 175 m.s.n.m.         |
| <b>Superficie de embalse</b>     | 54,6 km <sup>2</sup> |
| <b>Volumen de embalse</b>        | 12,6 Hm <sup>3</sup> |
| <b>Altura máxima de presa</b>    | 55 m                 |
| <b>Longitud de coronación</b>    | 310 m                |

La discusión sobre la cerrada óptima, de entre las tres seleccionadas, se ha realizado en términos de condiciones geomorfológicas y medioambientales. De esta forma se obtienen la siguiente evaluación de alternativas.

1. La cerrada A aunque es viable topográfica y geotécnicamente, presenta ciertas dificultades debido a la forma del estrechamiento que presenta formando el estribo derecho un saliente en el que sería dificultoso estribar cualquier tipo de presa por este margen a la cota necesaria.
2. La cerrada B y la cerrada C presentan condiciones topográficas similares, si bien geológicamente difieren bastante, resultando la cerrada C más ventajosa en cuando a calidad del macizo rocoso y también en términos de economía. En efecto, la longitud del cierre a cota 175,00 m es de unos 310 m, por unos 390 m de la cerrada B.
3. La cerrada A tiene una alta incidencia tanto sobre montes de utilidad pública como sobre suelo forestal y paraje natural municipal, ya que la disposición de la misma hace que el embalse se extienda por una amplia zona de estos espacios naturales protegidos. La alternativa B y C presentan una incidencia entre baja sobre espacios naturales protegidos y solo cuando se completa el llenado del embalse, ya que el embalsamiento que producen estas cerradas es similar; únicamente se diferencian en 10 Ha, y no se extienden sobre amplias zonas de suelo forestal como ocurre con la alternativa A.
4. Con la cerrada en la posición A se debe expropiar 11 Ha más que con la cerrada en posición B, además aumenta la superficie de espacios naturales a expropiar. La cerrada B afecta a

10 Ha más que la cerrada C, aunque la superficie a expropiar es mayoritariamente suelo agrícola, no aumentando significativamente la superficie de espacios naturales a expropiar.

5. El coste de expropiación se estima mayor en el caso de las cerradas B y C, que en el caso de la A, dado que estas tienen una mayor superficie afectada y además afectan a una zona donde existen zonas de cultivos y parcelas particulares; mientras que en la cerrada A únicamente se afectan a terrenos del actual embalse de Isbert, y por tanto ya expropiados; y a una zona de monte de utilidad pública.

#### CONCLUSIONES

- Tanto topográficamente como por condiciones geomorfológicas, se selecciona como alternativa óptima la cerrada C.
- En cuanto a la incidencia medioambiental tanto la alternativa B como C presentan características de afección similares ya que las cerradas se encuentran muy próximas.
- De esto se deduce que la alternativa óptima de cerrada en términos de condiciones geomorfológicas y medioambientales es la cerrada C.

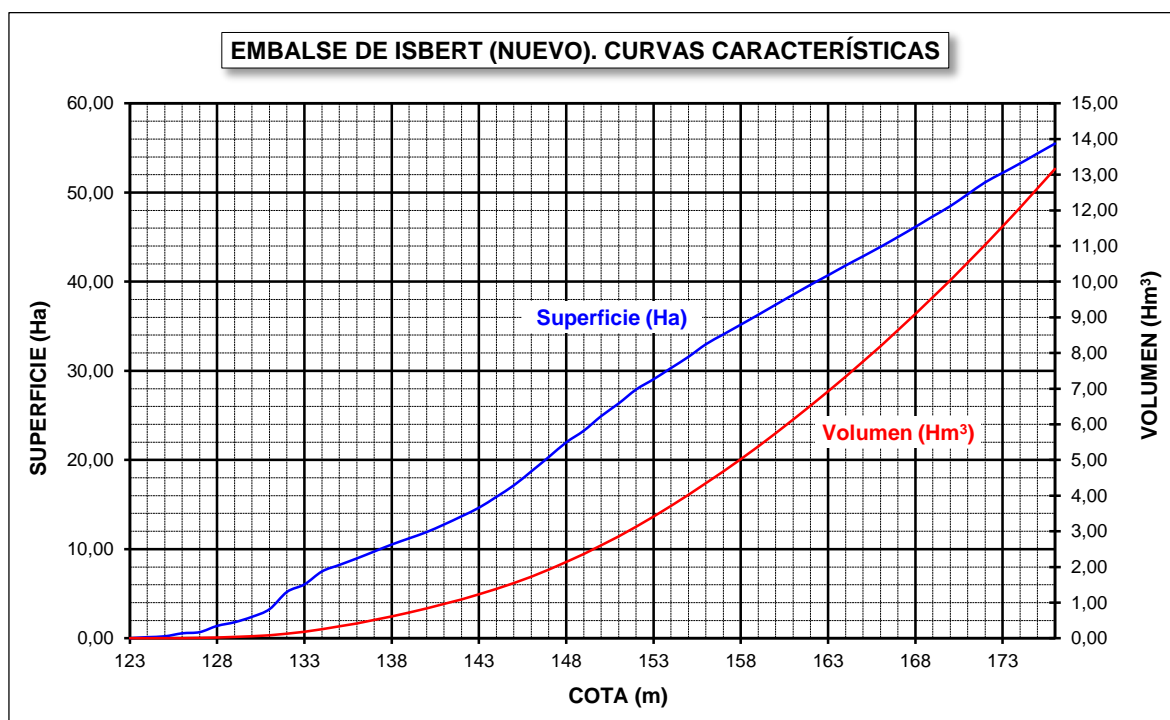
Teniendo en cuenta las ventajas e inconvenientes relativos anteriores, se elige el emplazamiento C, tal como lo han hecho todos los estudios previos realizados.

## 9. Dimensionamiento del embalse y laminación de avenidas

### 9.1. Curvas características del embalse

Como dato de partida para el dimensionamiento del embalse se han obtenido las curvas características del embalse (la curva cota – volumen y la curva cota-superficie).

Estas curvas se han determinado mediante planimetración directa sobre los planos interpolados de un Modelo Digital del Terreno con paso de malla de 5 metros obtenido del Instituto Cartográfico Valenciano.



### 9.2. Dimensionamiento del embalse

El dimensionamiento del embalse se ha efectuado mediante el siguiente esquema:

1. Elaboración de un estudio de máximas avenidas del río Girona hasta obtener los hidrogramas de avenida asociados a los distintos periodos de retorno, tal y como se muestra en el Anejo 4.
2. Cuantificación del objetivo; esto es, disminución de la probabilidad de inundaciones aguas abajo.
3. Dimensionamiento, a partir de los dos puntos anteriores, del embalse, órganos de desagüe y del aliviadero de superficie de la presa. Ello se realiza mediante la simulación del paso de las distintas avenidas obtenidas en el punto nº 1, para distintas alternativas de volumen de embalse (y por tanto altura de presa) y de órganos de desagüe, hasta alcanzar el objetivo marcado en el punto nº 2.

La observación de documentos previos en el Plan Director contra Avenidas permite establecer que la máxima cota que debe alcanzar el agua durante el paso de las avenidas de cálculo debe encontrarse cercana a la 175,00 m.s.n.m. por razones de ajustarse a un óptimo coste-beneficio. Además, tal y como ya se ha comentado, el fin principal del embalse de Isbert es la defensa contra inundaciones y por tanto, no es objetivo del mismo retener agua durante largos periodos.

El embalse y sus principales órganos de desagüe se han dimensionado según los siguientes preceptos:

- El río Girona, durante los episodios de avenida, debe ver reducido al máximo los caudales transportados, procurando en la medida de lo posible no sobrepasar el caudal que puede transitar por el cauce aguas abajo de la actuación para periodos de retorno inferiores a 500 años.
- Durante el paso de las avenidas de cálculo, la capacidad de desagüe del embalse debe ser tal que se verifiquen las disposiciones del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses en lo relativo a los resguardos, al objeto de garantizar la seguridad de la estructura.

Con ello y debido a la peculiaridad de explotación de una presa agujero es necesario establecer los siguientes aspectos:

- i. El Nivel Mínimo de Operación se establece a la cota del aliviadero inferior.
- ii. No es posible la aplicación de la definición de Nivel Máximo Normal que establece la Normativa, por tanto se establece el Nivel Máximo Normal del embalse en avenidas a la cota inferior de los aliviaderos superiores.
- iii. El volumen almacenado entre el N.M.N. y el NMO es el volumen útil del embalse para laminación.
- iv. El máximo nivel de agua que puede alcanzar el embalse durante el paso de las máximas avenidas. Esta cota se ha dispuesto, como ya se ha comentado, en el entorno de la cota 175,00 m, aunque no existe ningún condicionante aguas arriba que obligue a establecer un nivel restrictivamente.
- v. El establecimiento, a partir de lo comentado en los dos epígrafes anteriores, de la capacidad de desagüe necesaria para producir la mayor laminación posible de las avenidas y para el control de los niveles de embalse según lo dispuesto en el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses, al objeto de asegurar la seguridad de la estructura.

Así, el dimensionamiento del embalse y sus principales órganos de desagüe, debe ser tal que durante el paso de una determinada avenida priorice los objetivos de la siguiente manera:

- A. Para avenidas pequeñas (y por tanto más frecuentes), esto es, que propicien niveles de carga bajos sobre la estructura, se pretende una máxima reducción de los caudales de salida de la presa respecto de los de entrada. La capacidad de desagüe para niveles de embalse bajos debe ser, por tanto, pequeña.
- B. Para avenidas importantes (y por tanto menos frecuentes), esto es, que propicien niveles de embalse elevados, además, de producir una importante reducción de los caudales de salida de la presa respecto de los de entrada, se debe asegurar la seguridad de la estructura mediante un máximo control de los niveles de embalse. La capacidad de desagüe para niveles de embalse altos debe ser, por tanto, elevada.

La solución planteada en el Plan de Defensa consiste en una presa con dos agujeros circulares de 2.00 metros de diámetro con el eje a la cota 121.00 msnm como desagües profundo y; un aliviadero de superficie de 60.00 metros de longitud divididos en cuatro vanos, con el labio del mismo a la cota 170.00 msnm.

En base al primero de los preceptos nombrados anteriormente, se toma en consideración las avenidas de periodos de retorno de 200 y 500 para hacer un estudio preliminar de volúmenes de embalse frente a caudales desaguados, incluyéndose en la tabla siguiente los valores numéricos de volumen de embalse y altura de presa necesaria para laminar las citadas crecidas con unos caudales de salida de 100, 200 o 300 m<sup>3</sup>/s, compatibles con el cauce aguas abajo.

**Tabla 8: Alturas de presa y volúmenes de embalse para distintas hipótesis de caudal punta de salida en periodos de retorno bajos.**

| Periodo de Retorno                    | 200   |      |      | 500  |      |      |
|---------------------------------------|-------|------|------|------|------|------|
| Caudal punta (m <sup>3</sup> /s)      | 100   | 200  | 300  | 100  | 200  | 300  |
| Altura de presa (m)                   | 42.4  | 38.4 | 35.3 | 48.8 | 44.7 | 41.5 |
| Volumen de embalse (Hm <sup>3</sup> ) | 11.63 | 9.32 | 7.53 | 14.2 | 11.9 | 10.3 |

Dada la escasa variación de altura de presa entre unas hipótesis y otras, se ha adoptado como hipótesis de trabajo una presa de 49 m. de altura sobre el cauce, que permite un embalse de 14 hm<sup>3</sup> que lamina la avenida de 500 años desaguando un caudal punta de salida de 200 m<sup>3</sup>/s.

Partiendo de esta solución y con objeto de mejorar la solución presentada en el estudio del Plan Director contra Avenidas, se han llevado a cabo un centenar de diferentes simulaciones, en las que se han ido variando tanto las dimensiones de los órganos de desagüe (aliviaderos, aliviaderos intermedios y desagües profundos) como la cota de los mismos, a fin de conseguir la laminación requerida y la cota máxima de lámina de agua en el embalse que fija la cota de coronación.

Realizados los cálculos hidráulicos, tal y como se muestra en el anejo 6, se han obtenido los siguientes niveles característicos de la presa y su embalse:

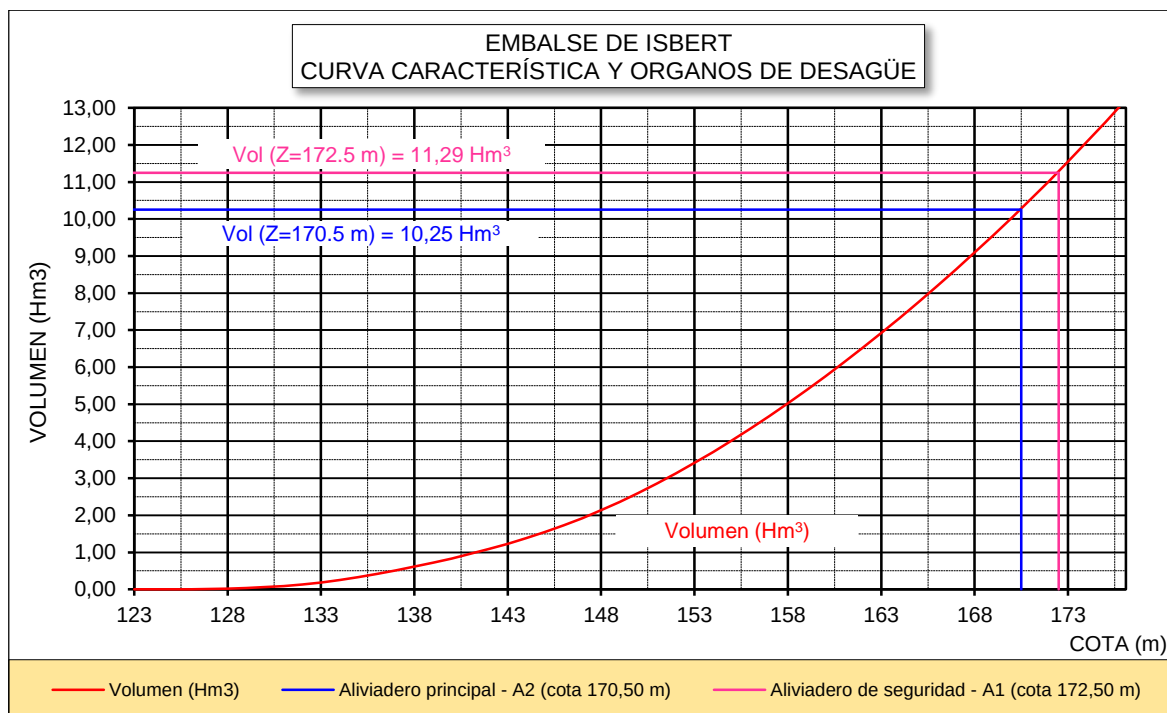
- Cota del umbral del Aliviadero A3 o desagüe de fondo: ..... 126,00 m
- Cota del umbral del Aliviadero A2 ..... 170,50 m
- Cota del umbral del Aliviadero A1 ..... 172,50 m

La tipología de los órganos de desagüe es la siguiente:

- a) Aliviadero inferior o Agujero (A3). De funcionamiento en carga y no regulado, con dos conductos de sección rectangular de 1,75 x 2,00 metros.
- b) Aliviaderos de superficie principal (A2). De funcionamiento en lámina libre según un vertedero tipo Bradley, con el umbral a la cota 170,50 m. Dos vanos de 15,00 m de longitud cada uno de ellos.
- c) Aliviaderos de superficie de seguridad (A1). De funcionamiento en lámina libre según un vertedero tipo Bradley, con el umbral a la cota 172,50 m. Dos vanos de 15,00 m de longitud cada uno de ellos.

Esta disposición de los órganos de desagüe responde a lo comentado anteriormente; propiciando una máxima laminación de los caudales de entrada en avenidas de pequeña entidad y un mayor control de los niveles de embalse durante el paso de las avenidas extremas.

La distribución de los volúmenes de embalse con arreglo a estas cotas es la siguiente:



**Figura 6: Curva característica y órganos de desagüe de la solución elegida.**

Adicionalmente se estudia la posibilidad de que en un futuro se planteara un cambio de uso en el embalse (a embalse de regulación) y se procediera a la instalación de compuertas en los conductos del agujero. Con esta modificación, se conseguiría una capacidad de regulación anual de unos 10 hm<sup>3</sup>, suficiente para las necesidades de las poblaciones cercanas, pero se perdería la capacidad de laminación de avenidas (máximo un 10 % frente a más de un 80% en la solución propuesta).

Se estima económicamente el incremento de preparar la infraestructura para un futuro cambio se produce un incremento en el presupuesto de aproximadamente un 6%; pero debido a la geología del vaso, predominantemente margas permeables se considera esta una opción no viable y por tanto, únicamente es viable un embalse de laminación en la zona estudiada.



### 9.3. Laminación de avenidas

Se ha realizado un completo estudio de simulación de avenidas al objeto de verificar el correcto dimensionamiento del embalse y de los elementos hidráulicos así como para verificar lo dispuesto por el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. Para ello se ha simulado el paso de las avenidas de cálculo desde 2 años de periodo de retorno hasta 5.000. Los hidrogramas empleados han sido obtenidos a partir del hietograma de bloques alternos y considerando laminación en el cauce.

La característica principal de los cálculos es la siguiente:

1. Nivel inicial del embalse a la cota 126,00 m (coincidente con la cota del umbral del Agujero o Aliviadero A3).

A continuación se adjunta una tabla resumen con los resultados obtenidos. En azul se presentan los escenarios considerados de cálculo:

**Tabla 9: Resultados de paso de las distintas avenidas por el embalse.**

| AVENIDA           | Vap.<br>(Hm3) | Qm.ap.<br>(m3/s) | Qa.a1<br>(m3/s) | Qa.a2<br>(m3/s) | Qd.a3<br>(m3/s) | Qm.des.<br>(m3/s) | Zmáx.<br>(m) | % lamin |
|-------------------|---------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------|--------------|---------|
| <b>2 años</b>     | 0.97          | 46               | 0.00            | 0.00            | 44.46           | 44.46             | 131.19       | 3.5     |
| <b>5 años</b>     | 2.77          | 155              | 0.00            | 0.00            | 82.56           | 82.56             | 139.49       | 46.9    |
| <b>10 años</b>    | 4.44          | 262              | 0.00            | 0.00            | 105.38          | 105.38            | 145.91       | 59.8    |
| <b>25 años</b>    | 7.03          | 430              | 0.00            | 0.00            | 124.67          | 124.67            | 153.06       | 71.0    |
| <b>50 años</b>    | 9.29          | 576              | 0.00            | 0.00            | 136.63          | 136.63            | 157.04       | 76.3    |
| <b>100 años</b>   | 11.75         | 734              | 0.00            | 0.00            | 150.80          | 147.29            | 162.98       | 79.9    |
| <b>200 años</b>   | 14.45         | 907              | 0.00            | 0.00            | 157.16          | 157.16            | 167.83       | 82.7    |
| <b>500 años</b>   | 18.37         | 1149             | 0.00            | 153.20          | 165.90          | 319.10            | 172.38       | 72.2    |
| <b>1.000 años</b> | 21.58         | 1344             | 77.90           | 356.30          | 168.30          | 602.50            | 173.68       | 55.2    |
| <b>5.000 años</b> | 29.86         | 1847             | 386.00          | 782.60          | 171.90          | 1340.50           | 175.66       | 27.4    |

Las abreviaturas empleadas en la tabla son las siguientes:

- Vap.: Volumen total de aportación del hidrograma de entrada.
- Qm.ap.: Caudal punta o máximo de aportación del hidrograma de entrada.
- Qa.a1.: Caudal punta desaguado por los aliviaderos A1.
- Qa.a2.: Caudal punta desaguado por los aliviaderos A2.
- Qd.a3.: Caudal punta desaguado por los agujeros A3.
- Qm.des.: Caudal punta o máximo desaguado.
- Zmáx: Cota máxima alcanzada por el embalse durante el paso de la avenida.
- % lamin: Porcentaje de caudal laminado. Mide cuánto de efectiva ha sido la laminación de los caudales punta.

$$\%lamin = \left(1 - \frac{Qm.des}{Qm.ap.}\right) \cdot 100$$

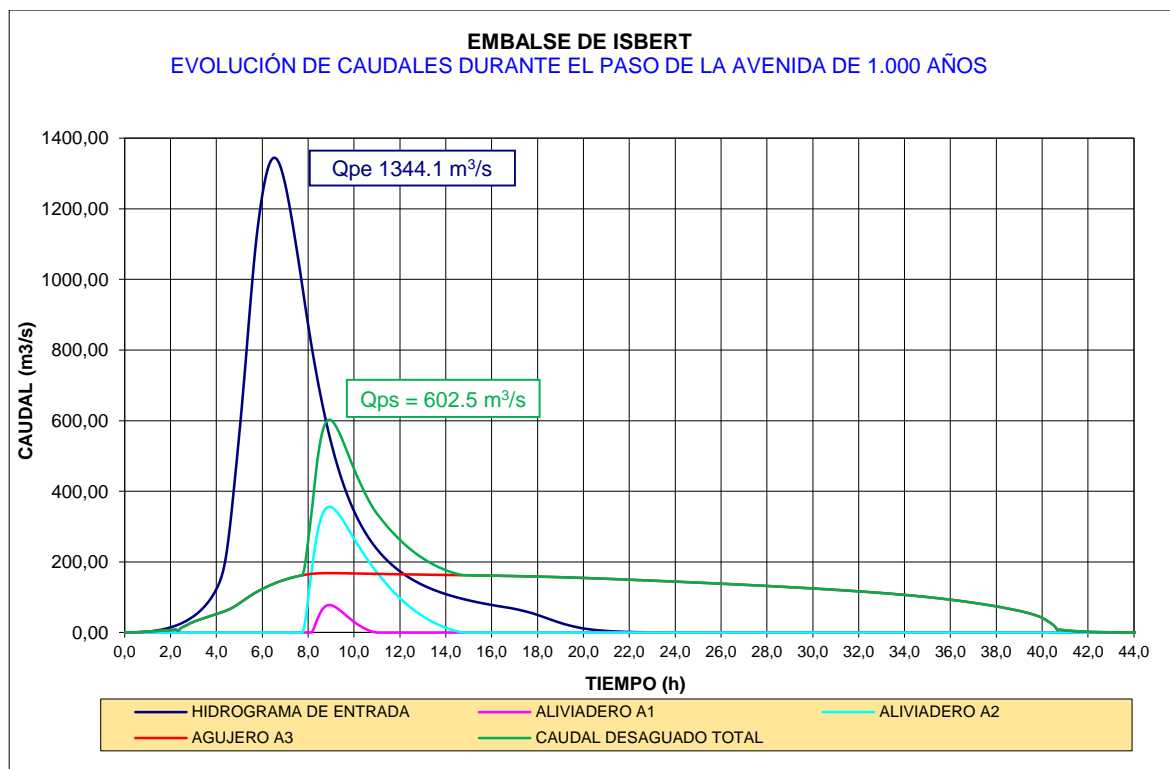
Es decir, un valor próximo a 100 indica que gran parte del caudal entrante ha conseguido ser laminado por el embalse.

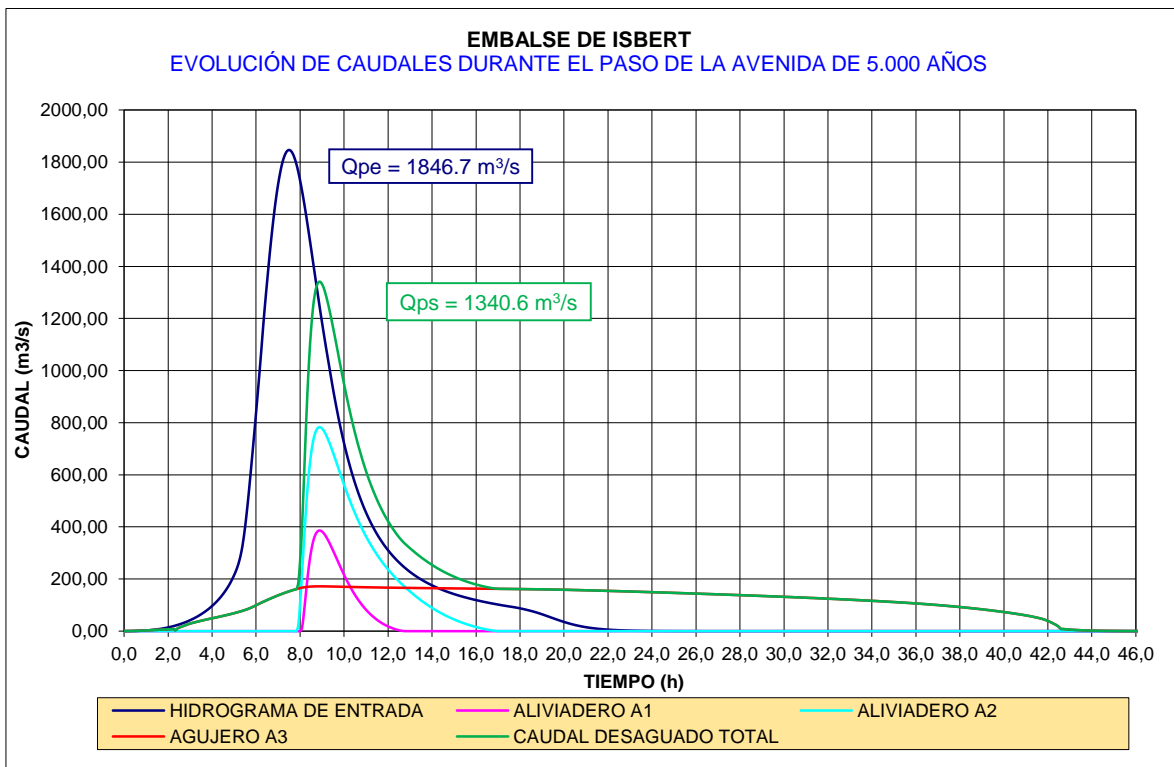
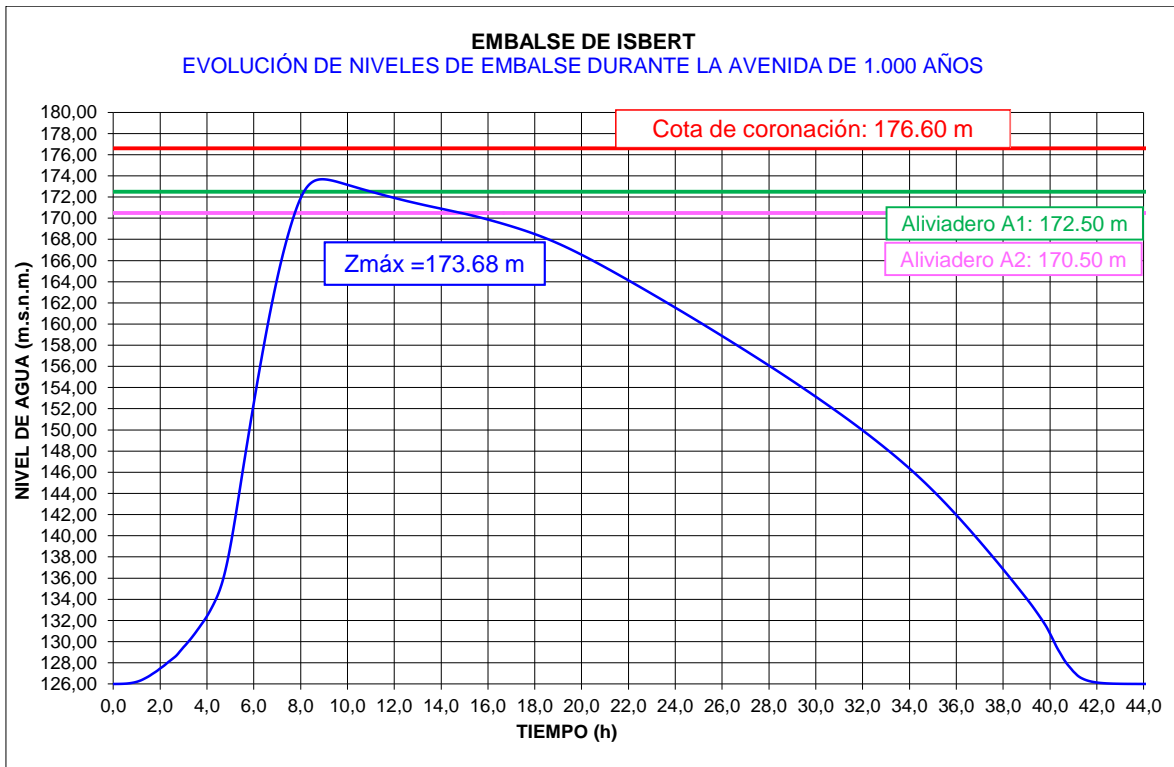
Se extraen las siguientes conclusiones:

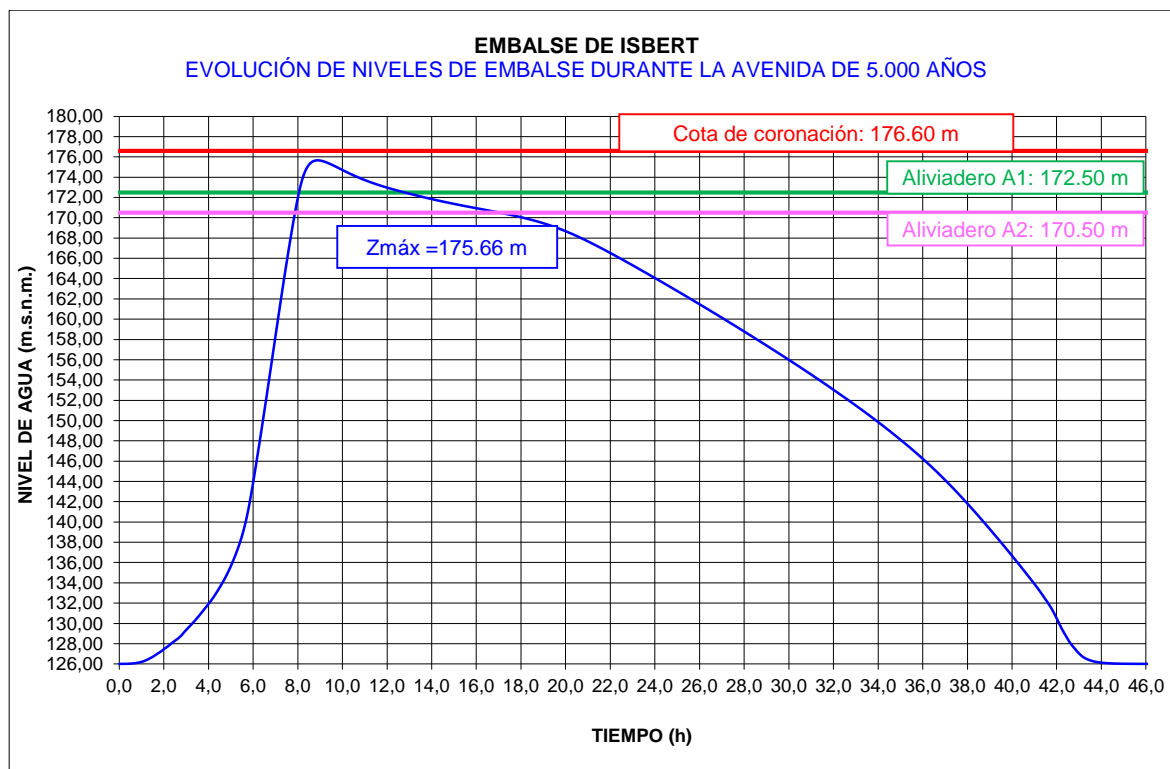
1. Los escenarios considerados de proyecto y extremo son los presentados en azul:
  - a) Se corresponden con el paso de las avenidas de 1.000 y 5.000 años, para hidrogramas obtenidos mediante hietograma simétrico, pues son los que se han revelado pésimos en cuanto a máximos niveles generados en el embalse.
  - b) Estos escenarios son los que dan lugar a :
    - i. Nivel de Avenida de Proyecto = 173,64 m.s.n.m.
    - ii. Nivel de Avenida Extrema = 175,63 m.s.n.m.
  - c) Los resguardos que se obtienen hasta coronación son suficientes: más de tres metros en el caso del escenario de proyecto y cerca de un metro en el escenario extremo. Este aspecto se estudia más detalladamente en el apartado correspondiente a comprobación de resguardos, contenido en este mismo Anejo.
2. La capacidad laminadora del embalse es muy importante, como puede observarse en los porcentajes de laminación de caudales recogidos en la anterior tabla. Siendo para casi todos los periodos de retorno cercanos o superiores al 30% y encontrándose en el entorno al 80%, para las tormentas con periodos de retorno próximos a los 200 años. Esto puede observarse también en los gráficos de resultados del apartado siguiente.

### 9.3.1. Gráficos de resultados

A continuación se adjuntan gráficos de evolución de niveles y de caudales más representativos de los cálculos realizados:







## 10. Estudio de alternativas

### 10.1. Generalidades

Se ha acometido un estudio de soluciones a partir del análisis de los distintos aspectos técnicos, ambientales, sociales y económicos que inciden en la ejecución y explotación de la solución de presa de embalse.

El emplazamiento seleccionado se sitúa en el tramo del río Girona que discurre encañonado aguas arriba de Orba, junto a la urbanización de “La Plana”, a unos 2 km del citado Término Municipal.

### 10.2. Alternativas tipológicas

La selección inicial de las posibles alternativas se realiza, dada la geología existente, estudiando la viabilidad de las distintas tipologías. En principio, dado que el macizo de cimentación es suficientemente competente, no existen razones para invalidar ninguna de las posibles variantes tipológicas. Por lo que se va a analizar las siguientes tipologías:

- Gravedad de hormigón.
- Arco – Gravedad.
- Bóveda.
- Materiales sueltos, en sus distintas tipologías.
- Mixta.

Por ello, las que inicialmente deben descartarse deben ser aquéllas que por sus propias características resultan desfavorables económicamente, y que suelen ser seleccionadas cuando las presas de fábrica se descartan atendiendo a criterios geológicos.

En lo que se refiere a los condicionantes funcionales las tipologías anteriores son indiferentes en lo que se refiere al volumen de embalse, pero en lo que se refiere a la colocación del desagüe de fondo y aliviadero tienen ventaja las presas de hormigón respecto de las de materiales sueltos, al ser estos elementos mucho más cortos y no necesitar hormigón adicional en las primeras y sí en las segundas.

En efecto, las presas de materiales sueltos se estudian como posibles alternativas cuando se duda de la viabilidad de una presa de fábrica de hormigón. Hay que tener en cuenta que en el caso que nos ocupa, el dimensionamiento del embalse da lugar a que existan hasta tres aliviaderos distintos. En una presa de materiales sueltos, ya sea de núcleo arcilloso o de pantalla, estos tres aliviaderos deberían disponerse independizados del cuerpo de presa en las laderas de la cerrada, de tal manera que la obra queda notablemente penalizada a nivel económico. En las presas de hormigón la presa se constituye en presa vertedero, alojando los elementos de alivio sobre el cuerpo de presa.

Los condicionantes constructivos dan ventaja a las presas de hormigón respecto a las de materiales sueltos en los que se refiere a la disposición del desagüe de fondo y del aliviadero; la presa de materiales sueltos homogénea es la que peores condiciones tiene desde este punto de vista, pues obliga a disponer una conducción bastante larga para el primero, y un túnel también bastante largo para el segundo.

Los elementos impermeabilizantes en las presas de materiales sueltos pueden ser pantalla de hormigón o asfáltica o núcleo asfáltico o arcilloso en las presas de escollera. En las presas de escollera con pantalla se prefiere la pantalla de hormigón frente a la asfáltica, puesto que existe más experiencia en el primer tipo y la pantalla asfáltica necesita un talud más tendido, lo que equivale a más volumen de material; y el núcleo asfáltico necesita todavía más material por razones de

estabilidad estructural, al tener el agua en la mitad de la presa y con un empuje horizontal (si el núcleo es vertical o sensiblemente vertical), existiendo el hecho adicional que la construcción de este tipo de núcleo está limitado a un número escaso de empresas en el mundo. Por tanto debido a un mayor coste económico y medioambiental de las tipologías de materiales sueltos, estas se descartan para un estudio posterior en detalle.

Como posibilidad para situar los desagües y aliviaderos sobre el cuerpo de la presa, está una tipología mixta con la parte del cauce de gravedad de hormigón, donde se situarían los aliviaderos y uno o ambos estribos de materiales sueltos. Esta tipología es apropiada para cerradas de gran longitud, pero dado que existen aproximadamente 250 metros de longitud libre sin aliviaderos, es una tipología que no es apropiada para la presa que nos ocupa y por tanto, se descarta también para el estudio posterior en detalle.

Dentro de las tipologías de hormigón, se da ventaja a las tipologías de planta recta o ligeramente curvada, ya que topográficamente la cerrada no presenta las características óptimas para la construcción de una presa de planta curva. Por otro lado, geológicamente no es muy habitual la construcción de presas bóveda sobre macizos calizos, debido a los esfuerzos que se inducen sobre el macizo.

Con ello se ha estimado oportuno estudiar dos alternativas de fábrica de hormigón de planta recta:

- Alternativa nº 1. Presa de gravedad de hormigón vibrado.
- Alternativa nº 2. Presa de gravedad de hormigón compactado con rodillo.

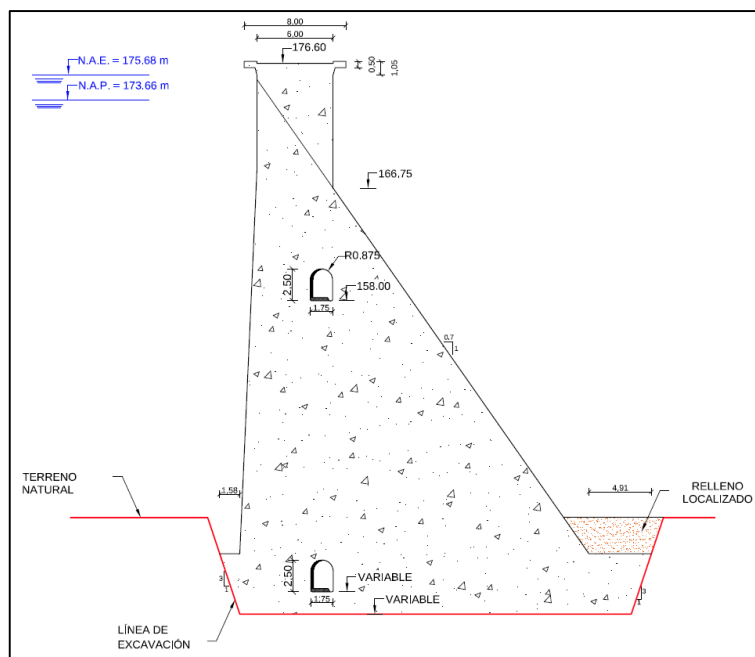
### **10.2.1. Alternativa nº 1. Presa gravedad de hormigón vibrado**

La presa proyectada es una presa de fábrica de hormigón convencional de planta recta y tiene una altura máxima, medida desde el punto más bajo de la cimentación de 59.1 m. Su eje longitudinal de replanteo, que coincide con la proyección horizontal del paramento de aguas arriba de la presa, es una recta sensiblemente ortogonal al cauce.

La presa tiene una longitud de coronación de 319.4 m, que se divide en un total de 17 bloques delimitados por juntas no inyectadas que se espacian, en los cinco bloques centrales, una distancia de 14 m y en los bloques laterales de 18 m. La numeración de los bloques se realiza con números pares en la margen derecha, del 2 al 22, y con impares en la izquierda, del 1 al 11. El bloque central es el cero.

La sección estructural de la presa queda definida por un perfil triangular, con el vértice resistente a la cota 175.35 m (definido éste como intersección de los dos paramentos de la presa en su parte superior). El paramento de aguas abajo presenta un talud 0.70 m en horizontal por cada metro vertical y el paramento de aguas arriba presenta un talud de 0.05 m en horizontal por cada metro vertical.

Sobre el perfil triangular se ubica el castillete de coronación, con una sección rectangular de 6.00 m de anchura arrancando desde la cota 166.75. Es rematado por dos voladizos de 1,00 m y 0.50 m de canto sobre los que se disponen las aceras de la carretera que discurre por encima de la presa.



**Figura 7: Sección tipo de la presa (I) por estribos.**

Los distintos aliviaderos se encuentran sobre los bloques centrales de la presa.

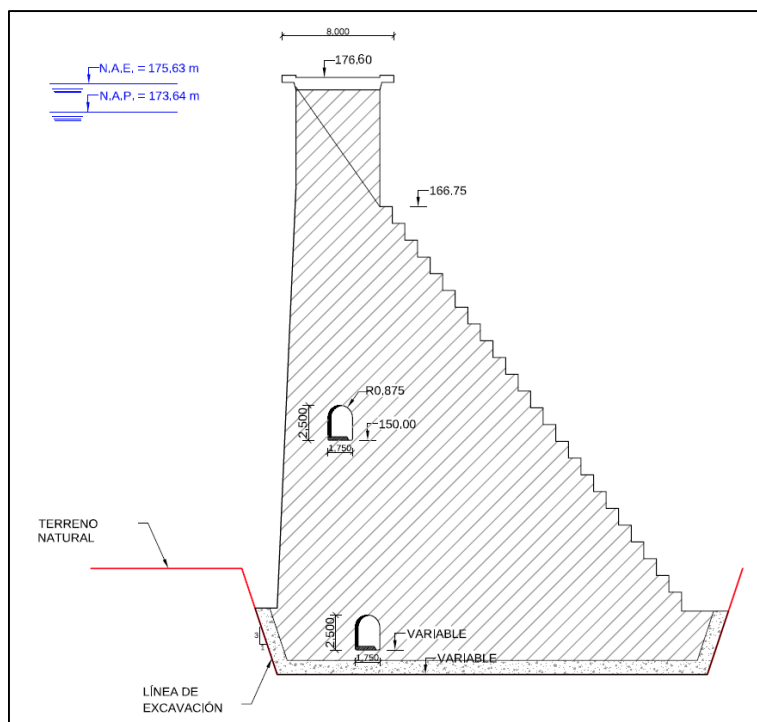
El presupuesto de ejecución material de la presa asociada a esta solución es de aproximadamente 25.841.332,20 €

### 10.2.2. Alternativa nº 2. Presa de gravedad de hormigón compactado

La presa proyectada es una presa de fábrica de hormigón compactado con rodillo y vibrado (HCR-V) de planta recta y tiene una altura máxima, medida desde el punto más bajo de la cimentación de 59.1 m. Su eje longitudinal de replanteo, que coincide con la proyección horizontal del paramento de aguas arriba de la presa, es una recta sensiblemente ortogonal al cauce.

La presa tiene una longitud de coronación de 319.4 m, su sección estructural de la presa queda definida por un perfil triangular, con el vértice resistente a la cota 175.35 m (definido éste como intersección de los dos paramentos de la presa en su parte superior). El paramento de aguas abajo presenta un talud 0.75 m en horizontal por cada metro vertical y el paramento de aguas arriba presenta un talud de 0.05 m en horizontal por cada metro vertical.

El paramento de aguas abajo se presenta escalonado, debido a las distintas tongadas de hormigón, con escalones de 1.20 metros que engloban un conjunto de 4 tongadas de 30 centímetros.



**Figura 8: Sección tipo de la presa (II) por estribos.**

Sobre el perfil triangular se ubica el castillete de coronación, con una sección trapezoidal de 6.00 m de anchura en su parte superior arrancando desde la cota 164.20. Es rematado por dos voladizos de 1.00 m y 0.50 m de canto sobre los que se disponen las aceras de la carretera que discurre por encima de la presa.

La presa se divide en un total de 17 bloques delimitados por juntas transversales no inyectadas que se espacian, en los cinco bloques centrales, una distancia de 14 m y en los bloques laterales de 18 m. La numeración de los bloques se realiza con números pares en la margen derecha, del 2 al 22, y con impares en la izquierda, del 1 al 11. El bloque central es el cero, el cual hasta la cota 133.00 m.s.n.m. se construye con hormigón vibrado debido a la complejidad de los encofrados que albergan el aliviadero inferior. Los distintos aliviaderos se encuentran sobre los bloques centrales de la presa.

El presupuesto de ejecución material de la presa asociada a esta solución es de aproximadamente 24.811.895,50 €

### 10.2.3. Selección de la alternativa

La comparativa entre las alternativas se plantea desde un enfoque multicriterio cuyos aspectos a tratar son los siguientes:

- Comportamiento estructural.
- Seguridad.
- Coste.
- Afección medioambiental.

A nivel estructural ambas infraestructuras presentan un comportamiento similar al tratarse de tipologías de gravedad y que por tanto, resisten por su propio peso el empuje de las aguas, sin que exista un efecto de transmisión lateral de tensiones a los estribos, como en el caso de presas con formas curvas.



Ambas alternativas se han diseñado con un nivel de seguridad hidráulica y estructural similar, si bien es cierto, que por su forma de construcción la alternativa de hormigón compactado con rodillo es más permeable que la de hormigón vibrado.

Económicamente resulta ligeramente más ventajosa la alternativa II debido al menor coste de ejecución del hormigonado de la presa (cerca de 1 M€).

En cuanto a la afección medioambiental, si bien en fase de explotación los efectos ambientales que se producen son muy similares, en la fase de construcción se genera sustancialmente una menor afección con la solución de hormigón vibrado al ser necesaria una menor afección territorial para las instalaciones de fabricación del hormigón que con la solución de hormigón compactado con rodillo; por tanto, la alternativa II presenta una mayor afección medioambiental.

De esto se deduce que la alternativa óptima de tipología de presa es la presa de **Gravedad de Hormigón Vibrado**, es decir la alternativa nº 1, ya que la ventaja económica que presenta la alternativa de hormigón compactado, se entiende que no compensa el mayor daño medioambiental, el cual verá incrementado el coste total de la obra debido a la restauración medioambiental.

## 11. Solución desarrollada

La presa proyectada es una presa de fábrica de hormigón convencional de planta recta y tiene una altura máxima, medida desde el punto más bajo de la cimentación de 59.6 m. La presa tiene una longitud de coronación de 319.4 m, dividida en un total de 17 bloques delimitados por juntas encofradas no inyectadas que se espacian, en los cinco bloques centrales, una distancia de 14 m y en los bloques laterales de 18 m, excepto los bloques extremos con una longitud de 20.5 y 29.835 metros para los estribos derecho e izquierdo respectivamente. La numeración de los bloques se realiza con números pares en la margen derecha, del 2 al 22, y con impares en la izquierda, del 1 al 11. El bloque central es el cero.

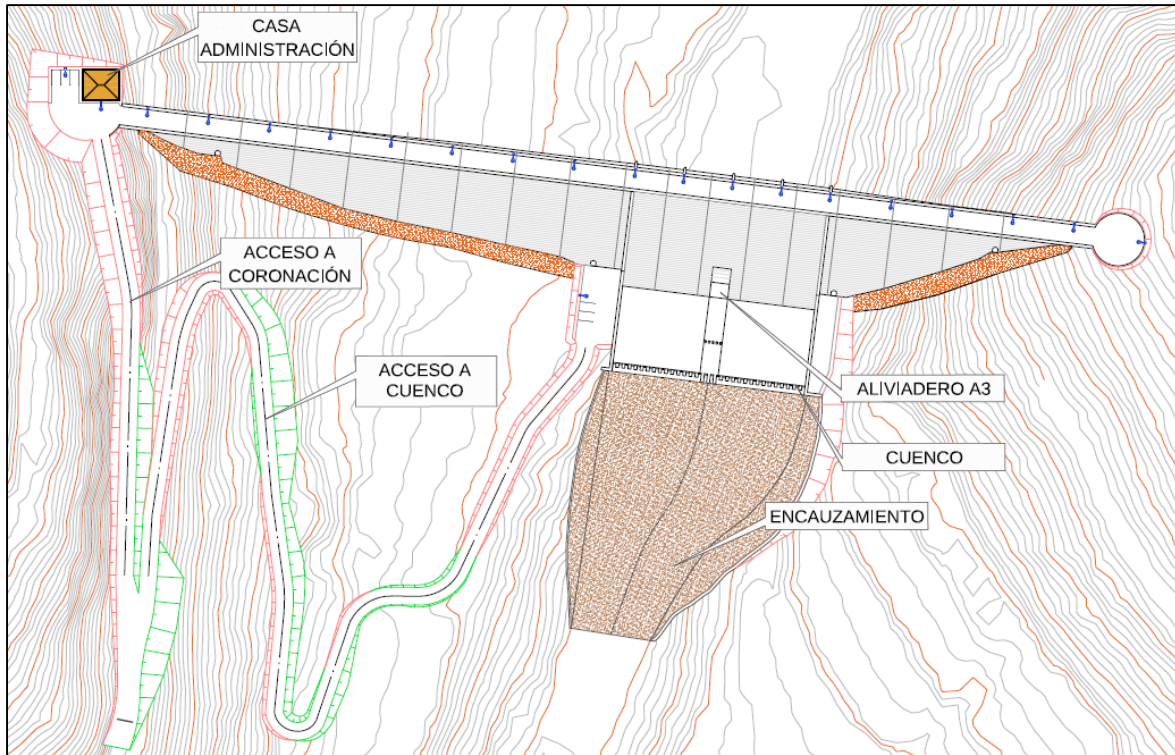


Figura 9: Planta de la presa (I)

A continuación se muestra un perfil longitudinal visto desde aguas arriba.

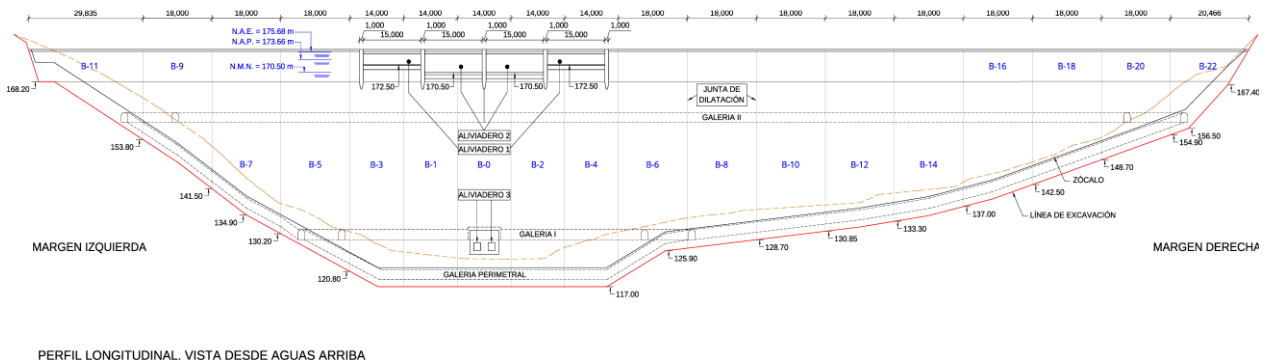


Figura 10: Alzado de la presa (I) desde Aguas Arriba.



### 11.1. Elementos hidráulicos

El aliviadero de superficie A1 de la presa de Isbert se ubica sobre los bloques N° 1, 2, 3 y 4 de la presa de tal manera que en esos bloques, la presa se constituye en vertedero evacuando los caudales, a través de un perfil, a un cuenco de resalto proyectado a tal efecto y ubicado en el pie de aguas abajo:

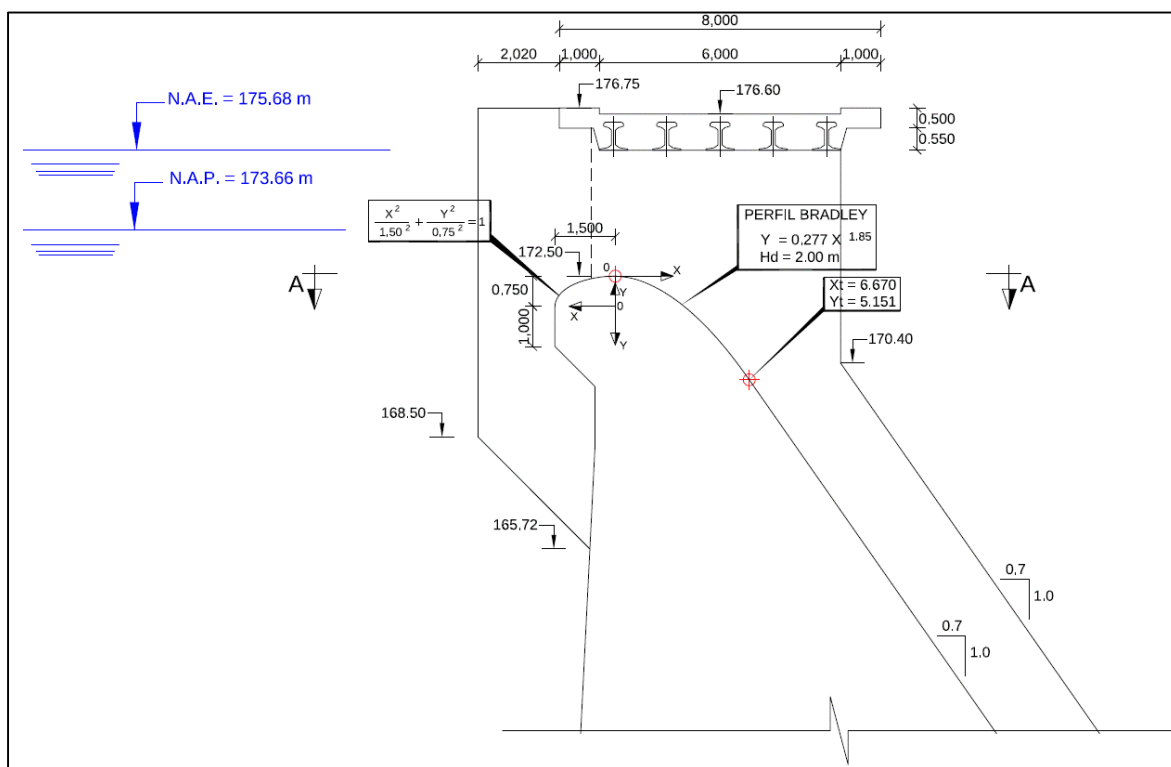


Figura 12: Sección tipo por el aliviadero A1.

La embocadura está formada por dos vanos de 15,00 m de longitud cada uno de ellos, delimitados por dos pilas - estribo que se han diseñado según formas hidrodinámicas al objeto de mejorar la alimentación desde el embalse y airear lateralmente la lámina de agua.

El escarpe posee el umbral a la cota 172,50 m. Por aguas arriba del umbral, el referido escarpe adopta un perfil de un cuarto de elipse de semiejes 1,50 y 1,00 m. Por aguas abajo del umbral, la geometría del referido escarpe responde, por una parte a formas hidráulicamente adecuadas (perfiles hidrodinámicos que eviten el despegue de la lámina vertiente) y por otra se adapta a la geometría del canal de descarga, a la que tiene que ser tangente, que inicialmente tiene talud 0.7H/1V. Así, el escarpe se corresponde con un perfil Bradley, para una lámina de diseño de 2,00 m, según la siguiente expresión:

$$Y=0,277 \cdot X^{1.85}$$

El canal de descarga se ubica en prolongación de la embocadura y utiliza el paramento de la presa para tal fin y está encajado por muros – cajero. Los muros – cajero tienen una altura medida perpendicularmente al canal de descarga de 2,10 m.

La estructura terminal del aliviadero consiste en un cuenco amortiguador tipo USACE.

El aliviadero de superficie A2 de la presa de Isbert se ubica sobre los bloques N° 0, 1 y 2 de la presa de tal manera que en esos bloques, la presa se constituye en vertedero evacuando los caudales, a través de un perfil, a un cuenco de resalto proyectado a tal efecto y ubicado en el pie de aguas abajo:

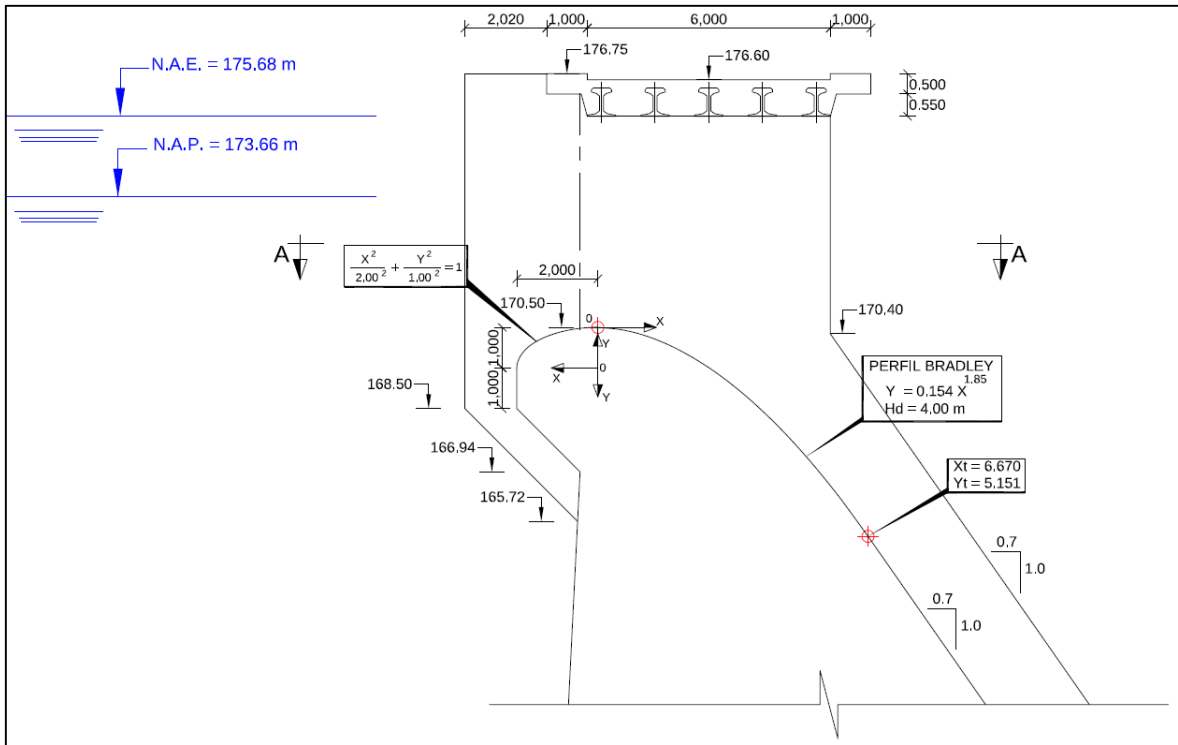


Figura 13: Sección tipo por el aliviadero A2.

La embocadura está formada por dos vanos de 15,00 m de longitud cada uno de ellos, delimitados por dos pilas - estribo que se han diseñado según formas hidrodinámicas al objeto de mejorar la alimentación desde el embalse y airear lateralmente la lámina de agua.

El escape posee el umbral a la cota 170,50 m. Por aguas arriba del umbral, el referido escape adopta un perfil de un cuarto de elipse de semiejes 2,00 y 1,00 m. Por aguas abajo del umbral, la geometría del referido escape responde, por una parte a formas hidráulicamente adecuadas (perfiles hidrodinámicos que eviten el despegue de la lámina vertiente) y por otra se adapta a la geometría del canal de descarga, a la que tiene que ser tangente, que inicialmente tiene talud 0.7H/1V. Así, el escape se corresponde con un perfil BRADLEY, para una lámina de diseño de 4,00 m, según la siguiente expresión:

$$Y=0,154 \cdot X^{1.85}$$

El canal de descarga se ubica en prolongación de la embocadura y utiliza el paramento de la presa para tal fin y está encajado por muros – cajero. Los muros – cajero tienen una altura medida perpendicularmente al canal de descarga de 2,10 m.

La estructura terminal del aliviadero consiste en un cuenco amortiguador tipo USACE.

El aliviadero inferior o agujero se establece mediante dos conducciones gemelas y dispuestas simétricamente respecto del eje del transversal de la presa en el bloque 0.

Las conducciones tienen funcionamiento lámina libre y en carga. Para el funcionamiento en carga, esta se produce desde los emboquilles en el paramento de aguas arriba de la presa, hasta las secciones de control, que se ubican inmediatamente aguas abajo. Esta sección de control se proyecta mediante un perfil de despegue, de tal manera a continuación, tiene lugar un cambio de régimen hidráulico para que el flujo discorra, por el interior de la presa, en lámina libre. De esta manera, el primer tramo de cada conducción, hasta la sección de control, es blindado, mientras que el segundo, en el que los caudales circulan en lámina libre es en galería. En planta, ambas conducciones son rectilíneas.

Las secciones de control tienen unas dimensiones rectangulares de 1,75 x 2,00 m, dimensiones éstas que se abren ampliamente por aguas arriba generando las embocaduras. El umbral se dispone a la cota 126,00 m. Por aguas abajo, las galerías de descarga poseen sección rectangular, con altura variable, puesto que si bien la clave de la galería se sitúa horizontal a la cota 128,00 m en toda la galería, la solera se corresponde con una parábola de segundo grado con el vértice en el umbral o sección de control. La anchura de la galería es, en la base, de 6,00 m. El perfil parabólico de la solera se prolonga hasta su salida al cuenco amortiguador a la cota 121,00 m.

A continuación se adjunta una figura del aliviadero inferior donde puede observarse la distribución:

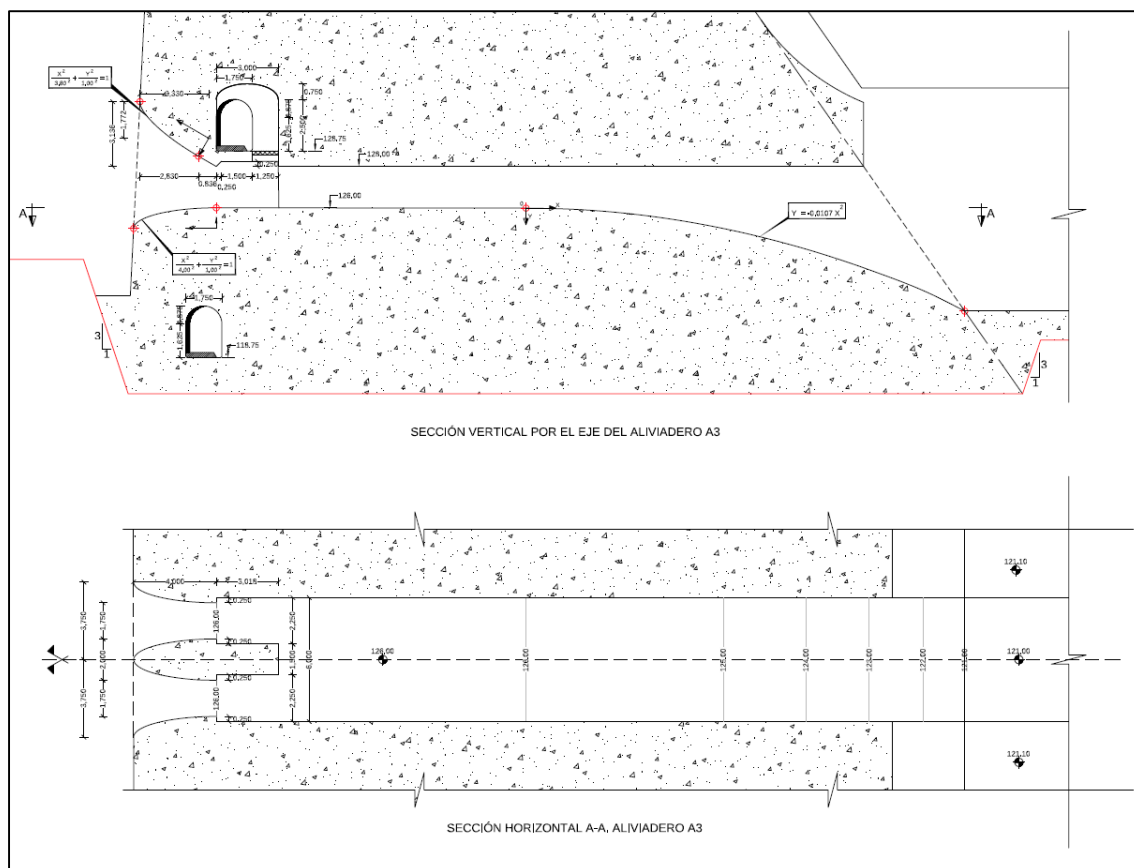


Figura 14: Detalle del Aliviadero 3.

El cuenco amortiguador diseñado es del tipo USACE con umbral terminal, cuyas principales características son las siguientes:

**Tabla 10: Resumen de características del cuenco amortiguador.**

| Característica                    | Dimensión |    |
|-----------------------------------|-----------|----|
| <b>Calado máximo en el cuenco</b> | 6.66      | m. |
| <b>Longitud del cuenco</b>        | 28.0      | m. |
| <b>Espesor losa</b>               | 1.5       | m. |
| <b>Deflectores:</b>               |           |    |
| <b>Altura</b>                     | 0.6       | m. |
| <b>Espesor</b>                    | 0.5       | m. |
| <b>Umbral:</b>                    |           |    |
| <b>Altura</b>                     | 1.4       | m. |
| <b>Espesor</b>                    | 1.0       | m. |
| <b>Muros cajeros:</b>             |           |    |
| <b>Altura</b>                     | 10.3      | m. |
| <b>Ancho base</b>                 | 2.0       | m. |
| <b>Ancho coronación</b>           | 1.0       | m. |

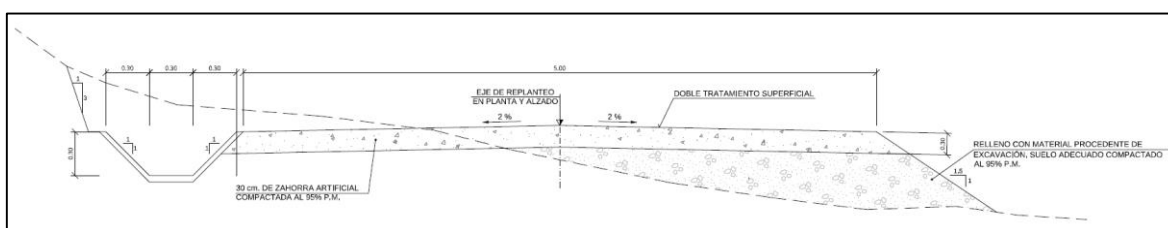
Debido a que las aportaciones continuas del río Girona son nulas, no se prevé la realización de ningún desvío de río, únicamente durante la fase de obra se materializará con portillos en el cuerpo de presa sin repercusiones presupuestarias relevantes.

## 11.2. Dispositivos de auscultación

La presa proyectada posee un total de tres niveles de galerías en el cuerpo de presa. Ello ofrece un gran abanico de posibilidades respecto del control de diversas magnitudes en distintas zonas. Las variables a controlar son hidráulicas, topográficas, tenso-deformacionales y climáticas. Una relación de los dispositivos instalados se detalla en el anejo nº 5.

## 11.3. Obras complementarias.

Se han proyectado dos caminos, uno de acceso a coronación por el estribo derecho pasando por la Sala de Emergencia y otro que parte del mismo punto que este camino y llega a la plataforma derecha del cuenco amortiguador, ubicada a la cota 128 (desde donde también se accede a la Galería I). La longitud del primer camino es de 140,00 m y la del segundo de 425,78 m.



**Figura 15: Sección tipo de los caminos de acceso.**

Para el abastecimiento de energía a la presa se prevé la construcción de una línea eléctrica de Media Tensión de 950 metros desde la EDAR de Orba. Se complementa con un grupo electrógeno de 40 KVA para dar energía eléctrica en caso de emergencia.

Se prevé la construcción de un edificio de control, oficinas y laboratorio. Este edificio tiene una superficie útil de 111,36 m<sup>2</sup> y alberga la sala de Emergencia dotada de los medios técnicos para servir de puesto de mando al Director del Plan de Emergencia y una sala de comunicaciones que permite la conexión con los organismos públicos implicados en la gestión de la emergencia, especialmente el S.A.I.H. (Servicio Automático de Información Hidrológica).

## 12. Cálculos comprobatorios

### 12.1. Cálculos hidráulicos

El Anejo nº 6: “Cálculos hidráulicos” contiene el conjunto de comprobaciones que establecen la idoneidad hidráulica de los distintos elementos de la presa:

- Aliviaderos de superficie.
- Aliviadero inferior.
- Cuenco amortiguador.
- Resguardos.

Las metodologías bajo las cuales se han realizado los cálculos se adjuntan en el referido Anejo. A continuación se exponen, de manera resumida, los resultados principales.

#### 12.1.1. Aliviadero A1

Para el aliviadero A1 se han obtenido las curvas de capacidad de desagüe y se ha comprobado que no es probable el desarrollo de fenómenos de cavitación en la embocadura.

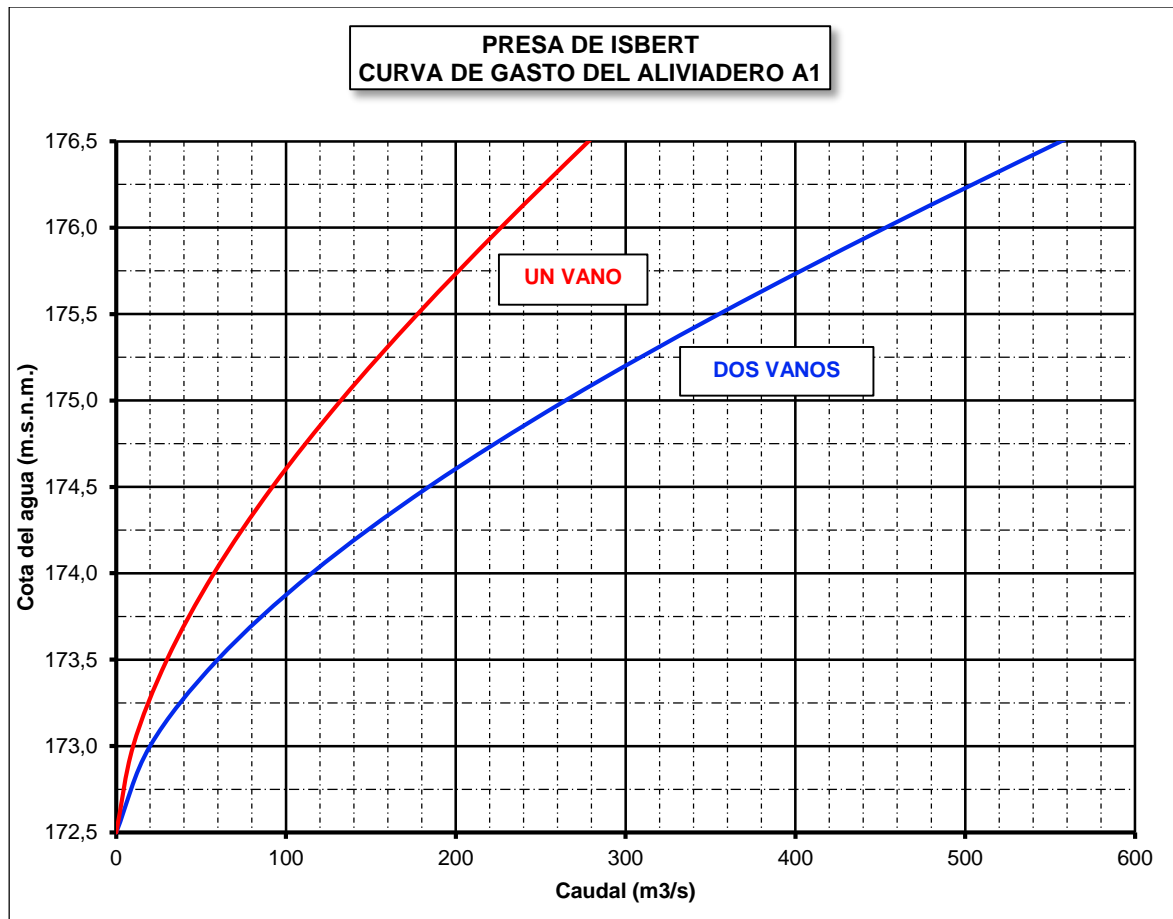


Figura 16: Curva de gasto del Aliviadero A1.



### 12.1.2. Aliviadero A2

Para el aliviadero A2 se han obtenido las curvas de capacidad de desagüe y se ha comprobado que no es probable el desarrollo de fenómenos de cavitación en la embocadura.

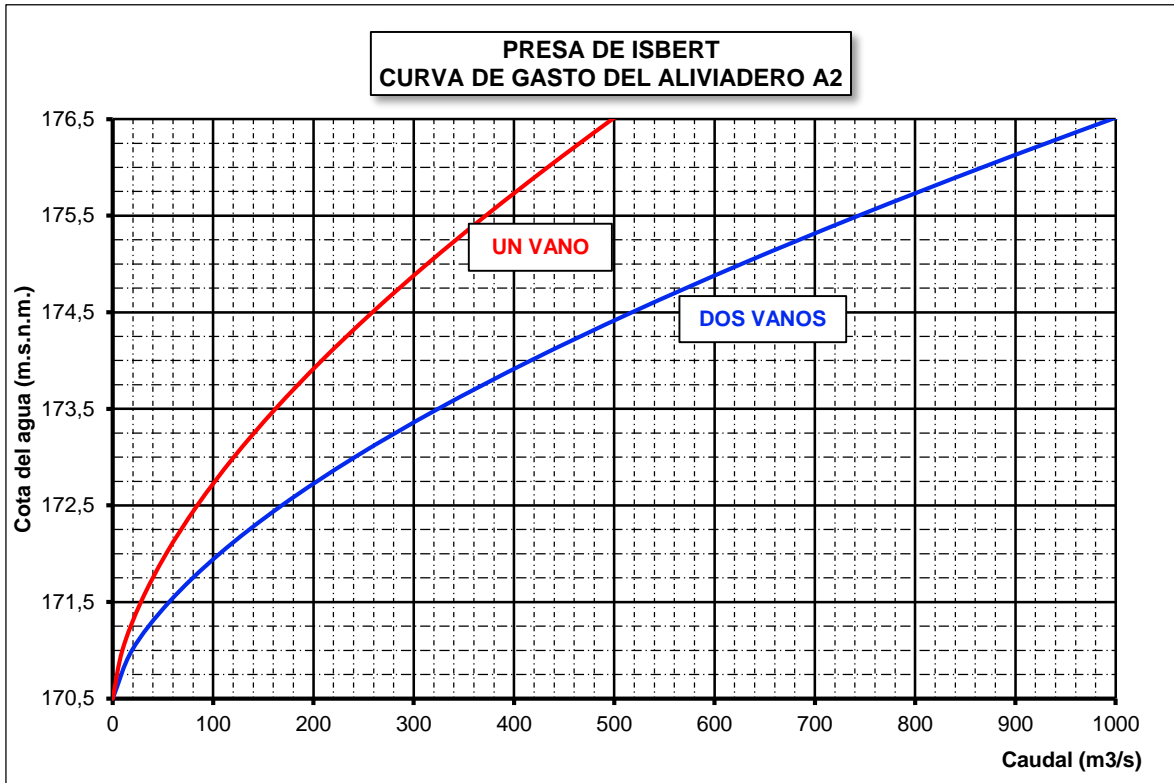


Figura 17: Curva de gasto del Aliviadero A2.

### 12.1.3. Rápida

Se ha comprobado el funcionamiento de la rápida de los aliviaderos A1 y A2 durante el paso de las avenidas de proyecto y extrema, así como el del diente deflector dispuesto para evitar la interferencia con el Aliviadero A3. También se ha descartado la aparición de cavitación a lo largo de la rápida.

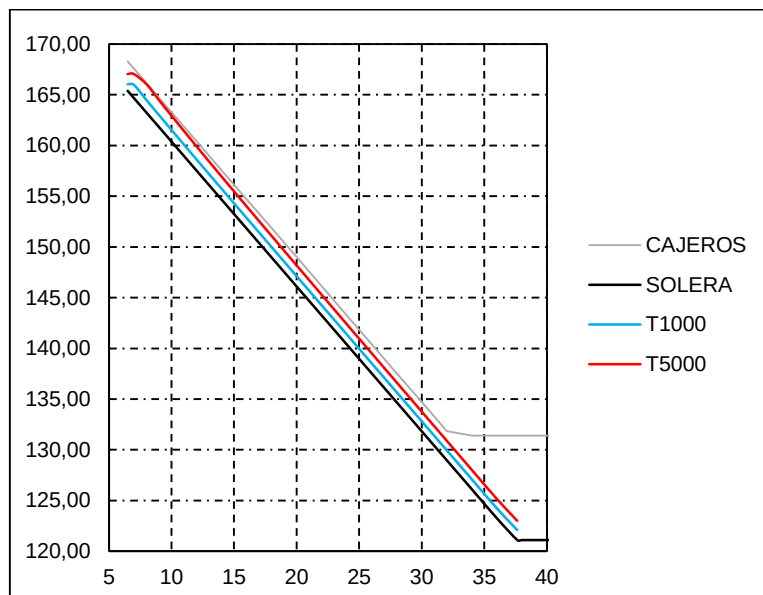


Figura 18: Perfil de la lámina de agua en la rápida.

### 12.1.4. Aliviadero A3

Para el aliviadero inferior A3 se han obtenido las curvas de capacidad de desagüe y se ha comprobado que no es probable el desarrollo de fenómenos de cavitación.

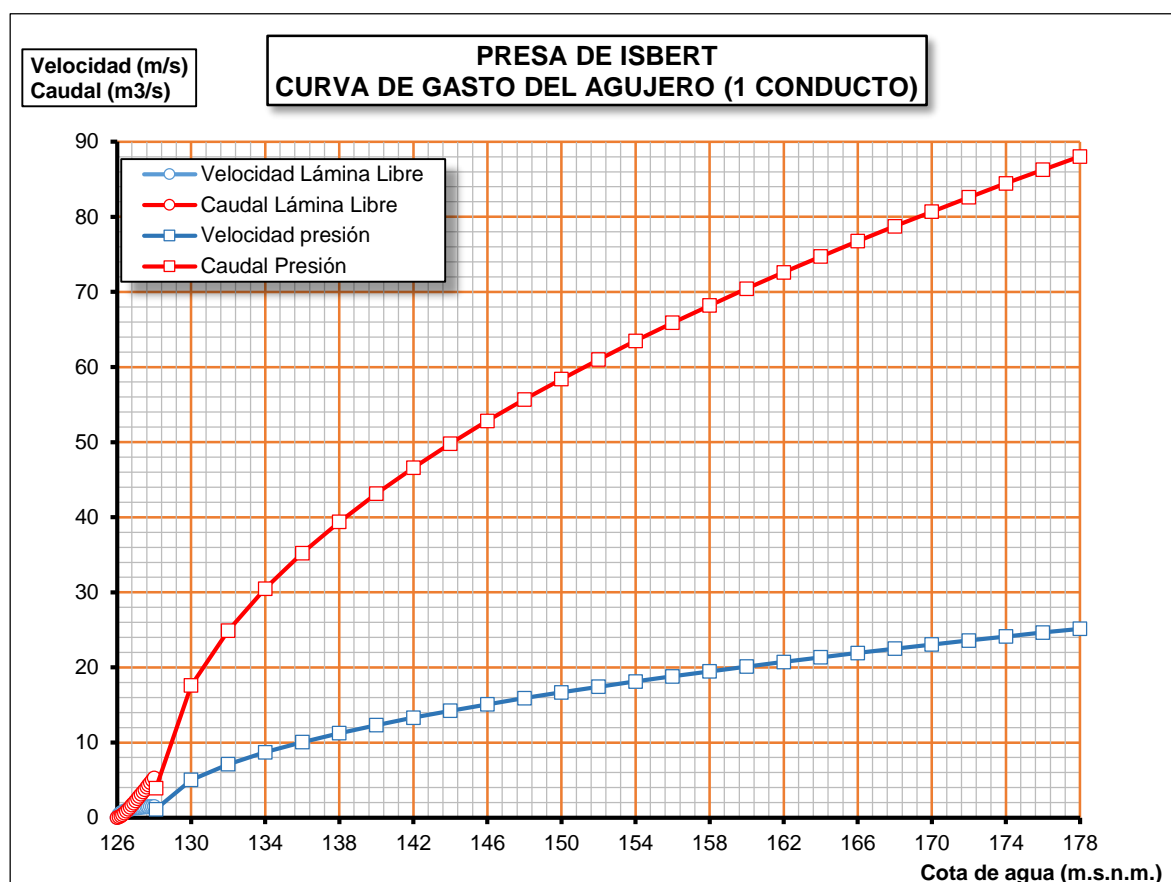


Figura 19: Curva de Caudal de descarga y Velocidad para un conducto del Aliviadero 3

### 12.1.5. Cuenco

El predimensionamiento del cuenco se ha utilizado la metodología propuesta por Vallés Morán F.J. y Marco Segura J. en el artículo "Adaptación del diseño de cuencos amortiguadores de pie de presa a caudales superiores a los de diseño. El uso de la aireación forzada como herramienta para la extensión de su campo de aplicación", presentado en la Jornada Técnica de Avances en investigación aplicada en seguridad de presas (Madrid, 2013).

La metodología propuesta, presenta un ábaco que permite mediante unos sencillos cálculos orientar hacia qué tipo de cuenco amortiguador utilizar.

En el caso particular que nos ocupa se recomienda el cuenco USCEu, es decir, el cuenco USCE con umbral terminal.

### 12.1.6. Resguardos

La comprobación del nivel de coronación ha de verificar según la Guía Técnica en Presas de hormigón lo siguiente:

- $NC > NMN + h_{OLA}(NMN)$
- $NC > NAP + h_{OLA}(NAP)$
- $NC > NAE$

Con los datos de niveles de embalse y sobreelevaciones de ola, hacemos las comprobaciones anteriores y tenemos que:

- $NMN + h_{OLA}(NMN) = 126.00 + 1.197 = 126.197 < 176.60$  Cumple
- $NAP + h_{OLA}(NAP) = 173.68 + 0.838 = 174.518 < 176.60$  Cumple
- $NAE = 175.66 < 176.60$  Cumple

Los resguardos resultantes son, por tanto, adecuados.

### 12.2. Cálculo de estabilidad y tensional

La estabilidad de la presa se ha comprobado frente al vuelco y al deslizamiento. Además, se han obtenido las tensiones en el plano presa – cimiento. En el anejo nº 7 se puede ver en detalle las consideraciones empleadas y los cálculos realizados.

La estabilidad al deslizamiento se ha comprobado siguiendo las recomendaciones de la Guía Técnica de Seguridad de presas nº 2 y se han tomado para ello dos secciones representativas, una por estribos, correspondiente al bloque nº 8 y otra central correspondiente al bloque 0. Los resultados del cálculo de estabilidad al deslizamiento son los siguientes:

**Tabla 11: Factores de seguridad frente al deslizamiento.**

| Hipótesis  | Margen de seguridad |                  |
|------------|---------------------|------------------|
|            | Sección central     | Sección estribos |
| <b>N11</b> | -                   | -                |
| <b>N21</b> | 1.14                | 1.72             |
| <b>A11</b> | 16.16               | 15.88            |
| <b>A21</b> | 1.29                | 1.91             |
| <b>A22</b> | 1.08                | 1.62             |
| <b>A23</b> | 1.15                | 1.66             |
| <b>E11</b> | 14.97               | 14.68            |
| <b>E21</b> | 1.47                | 2.13             |
| <b>E22</b> | 1.36                | 1.93             |

Respecto a la estabilidad al vuelco, se ha comprobado mediante el equilibrio de momentos respecto a cualquier punto. Se adjuntan en las siguientes tablas los márgenes de seguridad frente al vuelco obtenidos para cada una de las hipótesis de cálculo consideradas.

**Tabla 12: Factores de seguridad frente al vuelco.**

| Hipótesis  | Sección central | Sección estribos |
|------------|-----------------|------------------|
| <b>N11</b> | -               | -                |
| <b>N21</b> | 2.16            | 2.57             |
| <b>A11</b> | 15.94           | 14.45            |
| <b>A21</b> | 1.98            | 2.35             |
| <b>A22</b> | 1.44            | 1.62             |
| <b>A23</b> | 1.77            | 2.04             |
| <b>E11</b> | 12.26           | 11.12            |
| <b>E21</b> | 1.84            | 2.17             |
| <b>E22</b> | 1.71            | 1.96             |

Con objeto de comprobar que las tensiones en el contacto presa-cimiento resulten admisibles para todas las combinaciones de carga estudiadas, se desarrolla un cálculo tensional de carácter lineal, considerando las dos secciones de presa antes mencionada y calculando para una rebanada de 1 metro de anchura, las tensiones que se producen en sus extremos. Los resultados son los siguientes:

**Tabla 13: Tensiones normales en el contacto presa-cimiento obtenidos en la sección central (B-0).**

| Hipótesis | Tensiones Aguas Arriba [t/m <sup>2</sup> ] | Tensiones Aguas Abajo [t/m <sup>2</sup> ] |
|-----------|--|---|
| N11       | 131.05                                     | 9.84                                      |
| N21       | 94.26                                      | 25.81                                     |
| A11       | 117.27                                     | 20.33                                     |
| A21       | 106.85                                     | 16.09                                     |
| A22       | 91.49                                      | -4.08                                     |
| A23       | 115.65                                     | 1.13                                      |
| E11       | 113.14                                     | 23.48                                     |
| E21       | 117.60                                     | 5.35                                      |
| E22       | 118.79                                     | -3.01                                     |

**Tabla 14: Tensiones normales en el contacto presa-cimiento en la sección por estribos (B-8).**

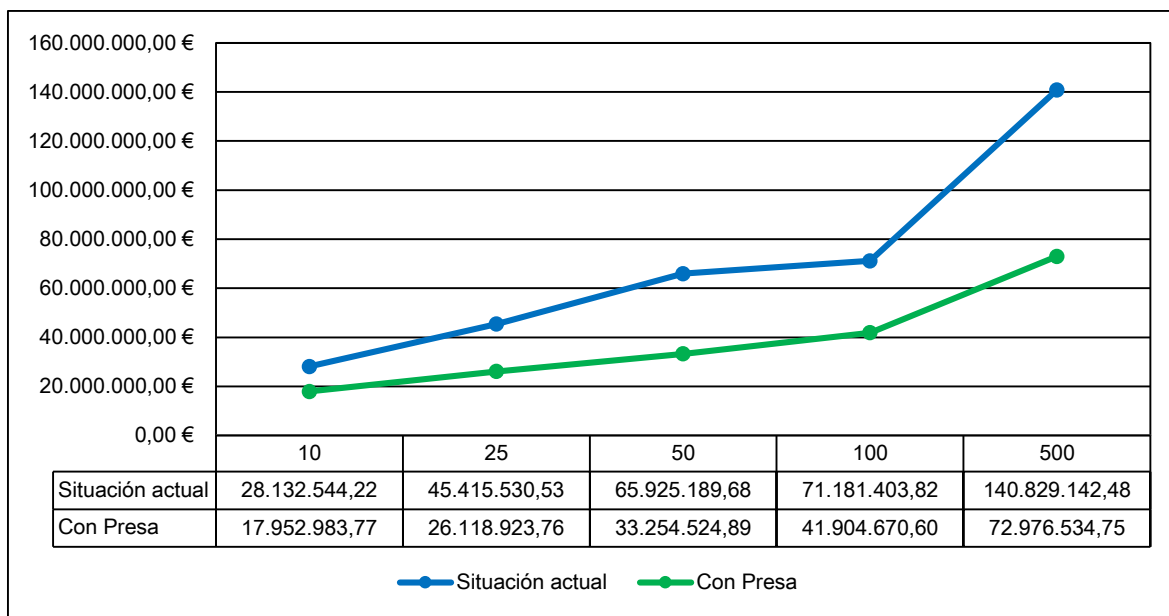
| Hipótesis | Tensiones Aguas Arriba [t/m <sup>2</sup> ] | Tensiones Aguas Abajo [t/m <sup>2</sup> ] |
|-----------|--|---|
| N11       | 118.95                                     | 53.72                                     |
| N21       | 115.89                                     | 31.25                                     |
| A11       | 102.80                                     | 65.84                                     |
| A21       | 127.68                                     | 22.99                                     |
| A22       | 102.71                                     | 4.41                                      |
| A23       | 137.18                                     | 5.93                                      |
| E11       | 97.95                                      | 69.47                                     |
| E21       | 138.49                                     | 12.18                                     |
| E22       | 140.82                                     | 1.09                                      |

Se observa por tanto, que la presa es estable tanto frente al deslizamiento como frente al vuelco y que además, las tensiones en el plano presa – cimiento son admisibles tanto desde el punto de vista del terreno como del hormigón de la presa.

### 13. Análisis de vulnerabilidad y riesgo

Con objeto de cuantificar el beneficio que presenta la construcción y por tanto, si es rentable su construcción, se realiza la modelización de las áreas inundadas para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años, y se compara la situación de vulnerabilidad que existe en la actualidad y la que existiría con la construcción de la infraestructura.

A nivel de daños, los calados obtenidos en la simulación anterior se cruzan con curvas de vulnerabilidad por cada tipo de uso obteniendo daños para cada uno de los cinco periodos de retorno estudiados. Se observa en el siguiente gráfico cómo se produce una importante disminución en éstos por aplicación de las medidas correctoras, siendo la reducción mayor cuanto mayor es el periodo de retorno.



**Gráfico 1: Comparativa de daños en las dos situaciones estudiadas para distintos periodos de retorno.**

En cuanto al riesgo, pasa de 7.591.042,95 €/año a 4.369.497,97 €/año, es decir, presenta una disminución de 3.221.544,98 €/año. Por tanto, la construcción de la presa es una medida adecuada para la reducción del riesgo de la zona estudiada.

## 14. Presupuesto

De acuerdo con la valoración estimativa incluida en el documento Presupuesto, el PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL asciende a la cantidad de 27.851.981,59 € (VEINTISIETE MILLONES OCHO CIENTOS CINCUENTA Y UN MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y UN EUROS CON CINCUENTA Y NUEVE CENTIMOS DE EURO), quedando desglosados como sigue:

| <b>RESUMEN GENERAL DEL PRESUPUESTO</b>   |  |                      |          |
|--|--|----------------------|----------|
| <b>1</b>                                 | Presa                                      | 26.129.578,74        | € 93,82% |
| <b>2</b>                                 | Tratamiento de la cimentación              | 548.356,80           | € 1,97%  |
| <b>3</b>                                 | Auscultación de la presa                   | 289.478,79           | € 1,04%  |
| <b>4</b>                                 | Encauzamiento                              | 271.257,21           | € 0,97%  |
| <b>5</b>                                 | Casa de administración y caminos de acceso | 550.251,33           | € 1,98%  |
| <b>6</b>                                 | Electrificación                            | 63.058,72            | € 0,23%  |
| <b>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL</b> |  | <b>27.851.981,59</b> | <b>€</b> |

Incrementando el Presupuesto de Ejecución Material en un 13% en concepto de gastos generales, fiscales, financieros, tasas de la Administración y otros, derivados del contrato, en un 6% en concepto de beneficio industrial, y en un 21% en concepto de Impuesto del Valor Añadido, se obtiene el Presupuesto Base de Licitación de:

|  |                      |          |
|--|----------------------|----------|
| <b>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL</b> | <b>27.851.981,59</b> | <b>€</b> |
| Gastos generales 13%                     | 3.620.757,61         | €        |
| Beneficio industrial 6%                  | 1.671.118,90         | €        |
| <b>SUMA</b>                              | <b>33.143.858,10</b> | <b>€</b> |
| I.V.A. 21%                               | 6.960.210,20         | €        |
| <b>PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN</b>    | <b>40.104.068,30</b> | <b>€</b> |

El Presupuesto de Base de Licitación que asciende a la cantidad de:

**CUARENTA MILLONES CIENTO CUATRO MIL SESENTA Y OCHO EUROS CON TREINTA CÉNTIMOS DE EURO (40.104.068,30 €).**

## 15. Documentos de los que consta el estudio

El presente estudio consta de los siguientes documentos:

1. MEMORIA.

2. ANEJOS A LA MEMORIA

Anejo nº 0: Normativa, Recomendaciones Oficiales e Información básica.

Anejo nº 1: Ficha de características.

Anejo nº 2: Antecedentes.

Anejo nº 3: Estudio geológico – geotécnico.

Anejo nº 4: Estudio de máximas avenidas.

Anejo nº 5: Estudio de soluciones.

Anejo nº 6: Cálculos hidráulicos.

Anejo nº 7: Cálculo de estabilidad y tensional.

Anejo nº 8: Estudio de vulnerabilidad y riesgo.

3. PLANOS

Capítulo nº 1: Planos generales.

Plano nº 1.1: Situación de las obras.

Plano nº 1.2: Planta general de las obras.

Capítulo nº 2: Presa.

Plano nº 2.1: Planta general de la presa.

Plano nº 2.2: Cuerpo de presa. Alzados.

Plano nº 2.3: Cuerpo de presa. Secciones tipo.

Plano nº 2.4: Cuerpo de presa. Secciones transversales.

Plano nº 2.5: Cuerpo de presa. Galerías.

Plano nº 2.6: Cuerpo de presa. Aliviaderos A1 y A2.

Plano nº 2.7: Cuerpo de presa. Aliviadero A3

Plano nº 2.8: Cuerpo de presa. Cuenco amortiguador.

Plano nº 2.9: Auscultación de la presa.

Capítulo nº 3: Caminos de acceso.

Plano nº 3.1: Planta general de los caminos de acceso.

Plano nº 3.2: Planta y perfil del camino de acceso a coronación.

Plano nº 3.3: Perfiles transversales del camino de acceso a coronación.

Plano nº 3.4: Planta y perfil del camino de acceso a la plataforma del cuenco.

Plano nº 3.5: Perfiles transversales del camino de acceso a la plataforma del cuenco.

Plano nº 3.6: Detalles de urbanización y drenaje.

Capítulo nº 4: Representación fotográfica.

Plano nº 4.1: Planta general de la presa.

Capítulo nº 5: Electrificación.

Plano nº 5.1: Media tensión. Planta.

Plano nº 5.2: Media tensión. Detalles.

#### 4. PRESUPUESTO

Capítulo I: Mediciones

Capítulo II: Cuadro de precios nº 1

Capítulo III: Presupuesto

Capítulo IV: Resumen del Presupuesto



## 16. Conclusiones

Estudiada la problemática presente en la cuenca baja del río Girona, se ha advertido la necesidad de realización de obras para el control y la laminación de avenidas aguas arriba de los núcleos de población.

Realizando un estudio multicriterio de las actuaciones que propone el Plan Director de defensa contra las avenidas en la Marina Alta se ha determinado que la actuación más efectiva para reducir el riesgo de avenidas aguas abajo es una presa de laminación. Para ello se han estudiado tres posibles emplazamientos de la misma y con el emplazamiento elegido, se han estudiado un centenar de distintas combinaciones de órganos de desagüe hasta encontrar el óptimo que satisface los objetivos perseguidos en el Plan Director.

En cuanto a la tipología de presa se han estudiado con detalle dos tipologías de presa de hormigón de gravedad, una de hormigón vibrado y otra de hormigón compactado, comparándolas en cuanto a aspectos técnicos, económicos y medioambientales.

Se entiende como optima es la alternativa nº 1 de Hormigón Vibrado, y se observa que comparada con la solución propuesta en el Plan Director presenta una mejor gestión de las avenidas y por tanto, una mayor amplitud del rango de periodos de retorno para los cuales presenta una laminación adecuada; además de resultar más ventajosa económicamente.

Los resultados aportados por el análisis de vulnerabilidad y riesgo demuestran la eficacia para la disminución del riesgo de inundaciones aguas abajo, aunque no hay que obviar que esta actuación ha de ser complementada con otra serie de obras que disminuirán aún más dicho riesgo.

Económicamente se concluye atendiendo a criterios de beneficios sociales, que la construcción de la presa es viable y totalmente rentable socialmente, puesto que su principal objetivo es la laminación de avenidas.

En este estudio se ha definido la solución de la nueva presa de Isbert; sin embargo, se necesitará de cara al proyecto constructivo una campaña geotécnica en el entorno de la cerrada que permita definir correctamente la cimentación para que la construcción se pueda ejecutar de acuerdo a él sin sorpresas. Adicionalmente se deberán ensayar los elementos hidráulicos mediante un modelo reducido para comprobar su idoneidad y evitar problemas en su funcionamiento una vez finalizada la construcción.

Se concluye por tanto, que la solución estudiada en este trabajo es viable técnica, económica y medioambientalmente; y está suficientemente justificada y definida.

Valencia, Mayo de 2015

El Autor del Estudio

Fdo.: Daniel Cervera Miquel