



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Análisis cualitativo y cuantitativo de la seguridad de presas.
Aplicación al caso de la presa de Las Navas (Loarre,
Huesca)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

AUTOR/A: Di Massimo Vargas, Erwin

Tutor/a: Vallés Morán, Francisco José

Cotutor/a externo: Benavent Gascón, Carlos

CURSO ACADÉMICO: 2023/2024

Trabajo Fin de Máster

ANÁLISIS CUALITATIVO Y CUANTITATIVO DE LA SEGURIDAD DE PRESAS. APLICACIÓN AL CASO DE LA PRESA DE LAS NAVAS (LOARRE, HUESCA)

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

ERWIN DI MASSIMO VARGAS

Tutor:

DR. FRANCISCO JOSÉ VALLÉS

MORÁN

Cotutor/es:

CARLOS BENAVENT GASCÓN

JULIO, 2024



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Análisis cualitativo y cuantitativo de la seguridad de presas.

Aplicación al caso de la presa de Las Navas (Loarre, Huesca)

Título del TFM en inglés: Qualitative and quantitative analysis of dam security.

Application to the case of Las Navas dam (Loarre, Huesca)

Título del TFM en Valenciano: Anàlisi qualitatiu i quantitatiu de la seguretat de preses.

Aplicació al cas de la presa de Las Navas (Loarre, Huesca)

Alumno: ERWIN DI MASSIMO VARGAS.

Tutor: DR. FRANCISCO JOSÉ VALLÉS MORÁN

Cotutor/es: CARLOS BENAVENT GASCÓN

Director experimental:

Fecha de Lectura: julio 2024

Resumen

En español (máximo 5000 caracteres)

En este trabajo se plantea una metodología general del análisis de seguridad de presas, cualitativa y cuantitativa.

La Presa de Las Navas, está ubicada sobre el barranco del mismo nombre, en el término municipal de Loarre, a unos 35 km de Huesca. Es una presa de materiales sueltos, coronada con pretil de hormigón, de 0,80 m de altura. Posee un aliviadero, de hormigón con labio fijo y planta en forma semicircular tipo “pico de pato”, fuera del cuerpo de la presa, desagüe de fondo o toma de agua, compuesto por dos tuberías de $\varnothing 300$ mm.

La parte cualitativa se realiza a partir de un análisis exhaustivo de la documentación disponible de la presa y de una visita a sus instalaciones, a fin de poder identificar los posibles modos de fallo, que luego son debatidos en una reunión para asignar probabilidad

de ocurrencia y categoría de consecuencias a cada uno. En esta presa, se identificaron seis modos de fallos a los cuales se les asignaron la probabilidad de ocurrencia y la categoría de consecuencias a cada uno. De estos dos (MF01. Sobrevertido (R) y MF.06 Movimiento de la piedra acuñada (SinR)) resultaron con riesgo medio y los cuatro restantes (MF02. Tubificación en la cimentación de la presa (SinR), MF03. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (SinR), MF04. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (R), MF05. Avería mecánica de los desagües de fondo (SinR)) con riesgo bajo. También se realizaron las siguientes recomendaciones:

1. Sustituir los dos tubos dispuestos en el canal de conducción del aliviadero, que limitan su capacidad, por una sección que no limite la capacidad de alivio, y limpiar el canal en tierras aguas abajo, que actualmente contiene una densa vegetación.
2. Implantación del Plan de Emergencias.
3. Mejorar la modelización y actualizar la hidrología, incluyendo datos recientes de registros meteorológicos e hidrológicos.
4. Estudiar la capacidad hidráulica real del aliviadero, teniendo en cuenta la limitación que suponen los tubos existentes bajo el camino, y la reducción de seguridad hidrológica que esto supone.
5. Instalar piezómetros abiertos aguas abajo de la presa.
6. Mejorar la colimación topográfica modificando la posición de algunos de los puntos de medida que están en posiciones inadecuadas.

Según el Manual Práctico de Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas de Ipresas & Ofiteco (2023) los modos de fallo de riesgo medio y alto deben ser analizados cuantitativamente.

Del análisis cuantitativo realizado, se determinaron los caudales punta de la avenida de proyecto ($T=500$ años) y extrema ($T=5.000$ años) que resultaron con un caudal punta de $36,4$ y $152,6$ m^3/s respectivamente. El aliviadero resultó ser capaz de desaguar ambos caudales sin que la presa sufra mayores riesgos generando caudales laminados de $13,77$ y $71,51$ m^3/s para cada uno, con niveles máximos de embalse de $647,72$ m.s.n.m. y $648,45$

m.s.n.m. El canal de descarga del aliviadero es insuficiente para estos caudales. Debido a esto es necesario diseñar una nueva solución que tenga capacidad suficiente. La solución propuesta es un canal con cuatro tramos diferentes. El primero con una pendiente de 0,001, una longitud de 161,18 m y una sección tipo trapecial con 5 m de ancho, pendiente de talud 1H:1V y una altura de 2,75 m; los tres tramos posteriores tienen el mismo perfil, una sección rectangular de 7 m de base y 2,30 m de altura, varían en estos la pendiente y longitud, el segundo tramo con una pendiente de 0,0778 y 85,62 m de longitud; el tercer tramo pendiente de 0,0509 y 89,63 m de longitud y por último, el cuarto tramo, una pendiente de 0,0098 y 55,32 m de longitud. Al final del canal se realizó un acuerdo de 4 m de radio para que en la salida finalice con un ángulo de salida de 30° quedando la salida a la cota de 632,95 m.s.n.m. Del modelo realizado en el río se determinó la cota de la lámina de agua para los caudales de proyecto (T=500 años) y de avenida extrema (T=5.000 años) que resultaron ser de 632,30 m.s.n.m. y 632,64 m.s.n.m., por lo que el canal de descarga no queda anegado para ninguno de los dos caudales, ya que la salida de este se ubica a la cota 632,95 m.s.n.m. Se diseñó también la fosa de socavación con una profundidad de 1,50 m y ángulos a su margen izquierda y derecha de 19° y 25° grados respectivamente, perpendicular al cauce, protegidos con escollera este y el resto del cauce hasta la cota de la avenida extrema que resultó ser 632,64 m.s.n.m., posee una longitud de 14 m, longitudinal al cauce. La protección necesaria de esta fosa debe ser diseñada mediante cálculos posteriores y/o ensayos en modelo físico reducido ya que no son objeto de realización del presente trabajo. Este diseño debe evaluarse mediante ensayo en modelo reducido a fin de comprobar el buen funcionamiento de este y en caso oportuno realizar las mejoras que se estimen.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

En aquest treball es planteja una metodologia general de l'anàlisi de seguretat de preses, qualitativa i quantitativa.

La Presa de Las Navas, està ubicada sobre el barranc del mateix nom, al terme municipal de Loarre, a uns 35 km d'Osca. És una presa de materials solts, coronada amb muralleta de formigó, de 0,80 m d'alçada. Posseeix un sobreeixidor, de formigó amb llavi fix i planta en

forma semicircular tipus “bec d'ànec”, fora del cos de la presa, desguàs de fons o presa d'aigua, compost per dues canonades de $\varnothing 300$ mm.

La part qualitativa es realitza a partir d'una anàlisi exhaustiva de la documentació disponible de la presa i d'una visita a les seves instal·lacions, per tal de poder identificar els possibles modes de fallada, que després són debatuts en una reunió per assignar probabilitat d'ocurrència i categoria de conseqüències a cadascun. En aquesta presa, es van identificar sis modes de fallades als quals se'ls van assignar la probabilitat d'ocurrència i la categoria de conseqüències a cadascun. D'aquests dos (MF01. Sobrevertit (R) i MF.06 Moviment de la pedra encunyada (SinR)) van resultar amb risc mitjà i els quatre restants (MF02. Tubificació en la fonamentació de la presa (SinR), MF03. Erosió interna a llarg del cos de presa (SinR), MF04. Erosió interna al llarg del cos de presa (R), MF05. Avaria mecànica dels desguassos de fons (SinR)) amb risc baix. També es van realitzar les recomanacions següents:

1. Substituir els dos tubs disposats al canal de conducció del sobreixidor, que en limiten la capacitat, per una secció que no limiti la capacitat d'alleujament, i netejar el canal en terres aigües avall, que actualment conté una densa vegetació.
2. Implantació del Pla d'Emergències.
3. Millorar la modelització i actualitzar la hidrologia, incloent-hi dades recents de registres meteorològics i hidrològics.
4. Estudiar la capacitat hidràulica real de l'alleujador, tenint en compte la limitació que suposen els tubs existents sota el camí, i la reducció de seguretat hidrològica que això suposa.
5. Instal·lar piezòmetres oberts aigües avall de la presa.
6. Millorar la col·limació topogràfica modificant la posició d'alguns dels punts de mesura que estan en posicions inadequades.

Segons el Manual Pràctic d'Aplicació de l'Anàlisi de Riscos a la Seguretat de Preses d'Ipreses & Ofiteco (2023), els modes de fallada de risc mitjà i alt han de ser analitzats quantitativament.

De l'anàlisi quantitativa realitzada, se'n van determinar els cabals punta de l'avinguda de projecte (T=500 anys) i extrema (T=5.000 anys) que van resultar amb un cabal punta de 36,4 i 152,6 m³/s respectivament. El sobreexidor va resultar ser capaç de desguassar tots dos cabals sense que la presa pateixi més riscos generant cabals laminats de 13,77 i 71,51 m³/s per a cadascun, amb nivells màxims d'embassament de 647,72 m.s.n.m. i 648,45 m.s.n.m. El canal de descàrrega del sobreexidor és insuficient per a aquests cabals. Per això cal dissenyar una nova solució que tingui capacitat suficient. La solució proposada és un canal amb quatre trams diferents. El primer amb un pendent de 0,001, una longitud de 161,18 m i una secció tipus trapecial amb 5 m d'amplada, pendent de talús 1H:1V i una alçada de 2,75 m; els tres trams posteriors tenen el mateix perfil, una secció rectangular de 7 m de base i 2,30 m d'alçada, varien en aquests el pendent i la longitud, el segon tram amb un pendent de 0,0778 i 85,62 m de longitud ; el tercer tram pendent de 0,0509 i 89,63 m de longitud i, finalment, el quart tram, un pendent de 0,0098 i 55,32 m de longitud. Al final del canal es va realitzar un acord de 4 m de ràdio perquè a la sortida finalitzi amb un angle de sortida de 30° quedant la sortida a la cota de 632,95 m.s.n.m. Del model realitzat al riu es va determinar la cota de la làmina d'aigua per als cabals de projecte (T=500 anys) i d'avinguda extrema (T=5.000 anys) que van ser de 632,30 m.s.n.m. i 632,64 m.s.n.m., per la qual cosa el canal de descàrrega no queda innegat per a cap dels dos cabals, ja que la sortida se situa a la cota 632,95 m.s.n.m. Es va dissenyar també la fossa de soscavació amb una profunditat d'1,50 m i angles al marge esquerre i dret de 19° i 25° graus respectivament, perpendicular a la llera, protegits amb escullera est i la resta de la llera fins a la cota de l'avinguda extrema que va resultar ser 632,64 m.s.n.m., posseeix una longitud de 14 m, longitudinal a la llera. La protecció necessària d'aquesta fossa s'ha de dissenyar mitjançant càlculs posteriors i/o assaigs en model físic reduït, ja que no són objecte de realització del present treball.

Aquest disseny s'ha d'avaluar mitjançant assaig en model reduït per comprovar-ne el bon funcionament i en cas oportú realitzar les millores que s'estimin.

En inglés (máximo 5000 caracteres)

In this work, a general methodology for qualitative and quantitative dam safety analysis is proposed.

The Las Navas Dam is located on the ravine of the same name, in the municipality of Loarre, about 35 km from Huesca. It is a dam made of loose materials, crowned with a concrete parapet, 0.80 m high. It has a concrete spillway with a fixed lip and a semicircular “duck-bill” shape, outside the body of the dam, a bottom drain or water intake, composed of two Ø300 mm pipes.

The qualitative part is carried out based on an exhaustive analysis of the available documentation of the dam and a visit to its facilities, in order to identify the possible failure modes, which are then discussed in a meeting to assign probability of occurrence and category of consequences to each one. In this dam, six failure modes were identified to which the probability of occurrence and the category of consequences were assigned to each one. Of these two (MF01. Overflow (R) and MF.06 Movement of the wedged stone (SinR)) were with medium risk and the remaining four (MF02. Tubing in the foundation of the dam (SinR), MF03. Internal erosion a along the dam body (SinR), MF04. Internal erosion along the dam body (R), MF05. Mechanical breakdown of bottom drains (SinR)) with low risk. The following recommendations were also made:

1. Replace the two pipes arranged in the spillway conduction channel, which limit its capacity, with a section that does not limit the relief capacity, and clean the channel in downstream lands, which currently contain dense vegetation.
2. Implementation of the Emergency Plan.
3. Improve modeling and update hydrology, including recent data from meteorological and hydrological records.
4. Study the real hydraulic capacity of the spillway, taking into account the limitation posed by the existing tubes under the road, and the reduction in hydrological safety that this entails.

5. Install open piezometers downstream of the dam.

6. Improve topographic collimation by modifying the position of some of the measurement points that are in inappropriate positions.

According to the Practical Manual for the Application of Risk Analysis to the Safety of Dams by Ipresas & Ofiteco (2023), medium and high risk failure modes must be analyzed quantitatively.

From the quantitative analysis carried out, the peak flows of the project flood (T=500 years) and extreme (T=5,000 years) were determined, which resulted in a peak flow of 36.4 and 152.6 m³/s respectively. The spillway turned out to be capable of draining both flows without the dam suffering greater risks, generating laminated flows of 13.77 and 71.51 m³/s for each, with maximum reservoir levels of 647.72 m.a.s.l. and 648.45 m.a.s.l. The spillway discharge channel is insufficient for these flows. Because of this, it is necessary to design a new solution that has sufficient capacity. The proposed solution is a canal with four different sections. The first with a slope of 0.001, a length of 161.18 m and a trapezoidal section 5 m wide, slope slope 1H:1V and a height of 2.75 m; The three subsequent sections have the same profile, a rectangular section of 7 m base and 2.30 m high, the slope and length vary in these, the second section with a slope of 0.0778 and 85.62 m in length ; the third section sloped at 0.0509 and 89.63 m long and finally, the fourth section, a slope of 0.0098 and 55.32 m long. At the end of the channel, a 4 m radius agreement was made so that at the exit it ends with an exit angle of 30°, leaving the exit at a level of 632.95 m.a.s.l. From the model carried out in the river, the level of the water table was determined for the project flows (T=500 years) and extreme flood flows (T=5,000 years), which turned out to be 632.30 m.a.s.l. and 632.64 meters above sea level, so the discharge channel is not flooded for either of the two flows, since its outlet is located at a level of 632.95 meters above sea level. The scour pit was also designed with a depth of 1.50 m and angles on its left and right banks of 19° and 25° degrees respectively, perpendicular to the channel, protected with breakwater for this and the rest of the channel up to the level of the avenue. extreme which turned out to be 632.64 meters above sea level, has a length of 14 m, longitudinal to the channel. The necessary protection of this pit must be designed through



subsequent calculations and/or tests in a reduced physical model since they are not the subject of this work.

This design must be evaluated by testing a reduced model in order to verify its proper functioning and, if appropriate, make the estimated improvements.

Palabras clave español (máximo 5): seguridad; hidrológico-hidráulica; riesgo; cualitativa; cuantitativa

Palabras clave valenciano (máximo 5): seguretat; hidrològic-hidràulica; risc; qualitativa; quantitativa

Palabras clave inglés (máximo 5): security; hydrological-hydraulics; risk; qualitative; quantitative

Contenido

1.- INTRODUCCIÓN	17
2.- ANTECEDENTES	17
2.1.- Técnicos.....	17
2.2.- Administrativos	18
3.- METODOLOGÍA.....	18
3.1.- Análisis cualitativo de la seguridad de presas.....	19
3.2.- Análisis cuantitativo de la seguridad de presas	24
4.- CASO DE ESTUDIO. PRESA DE LAS NAVAS.....	25
4.1.- Descripción de la presa	25
4.1.1.- Descripción general	25
4.1.2.- Descripción del aprovechamiento del embalse de Las Navas.....	26
4.1.3.- Cuerpo de presa.....	29
4.1.4.- Aliviadero.....	30
4.1.5.- Desagüe de fondo.....	33
4.1.6.- Azud de derivación	36
4.1.7.- Obra de alimentación o trasvase desde el río Astón.....	39
4.1.8.- Galerías	43
4.1.9.- Acceso	44
4.1.10.- Edificios e instalaciones	45
4.2.- Análisis cualitativo de la seguridad de la presa.....	46
4.2.1.- Diseño y construcción.....	46
4.2.2.- Estado del cuerpo de presa	60
4.2.3.- Situación geológica, geotécnica y sísmica	63
4.2.4.- Estabilidad estructural.....	67
4.2.5.- Sistema de auscultación	67
4.2.6.- Evaluación hidrológica e hidráulica	72
4.2.7.- Estado de los órganos de desagüe	76
4.2.8.- Gestión de emergencias	81
4.2.9.- Visita a la presa y sesión de modo de fallos	91
4.3.- Análisis cuantitativo de la seguridad.....	96

4.3.1.-	Periodos de retorno de avenidas de proyecto y extrema.....	97
4.3.2.-	Obtención de hidrogramas de avenidas de proyecto (T=500 años) y extremas (T=5.000 años).....	97
4.3.3.-	Capacidad hidráulica del aliviadero.....	112
4.3.4.-	Capacidad hidráulica del canal de descarga del aliviadero	113
4.3.5.-	Conclusión análisis cuantitativo	114
5.-	PROPUESTA DE ACTUACIONES PARA LA MEJORA	114
5.1.1.-	Canal de descarga.....	114
5.1.2.-	Restitución al cauce.....	122
5.1.3.-	Resultado.....	127
6.-	CONCLUSIONES	128
7.-	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	131

Índice de figuras

<i>Figura 1.- Ejemplo de temas relacionados con la seguridad de la presa a ser revisados durante las sesiones. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).</i>	19
<i>Figura 2.- Ejemplo de calificación de los aspectos principales de seguridad de presa por cada participante. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).</i>	21
<i>Figura 3.- Esquema genérico de eventos de un modo de fallo. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).</i>	21
<i>Figura 4.- Cuadro de clasificación de modos de fallo. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).</i>	24
<i>Figura 5.- Mapa de situación de la presa de Las Navas. Fuente: Google maps.</i>	26
<i>Figura 6.- Planta de la presa de Las Navas. Fuente: informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Tyspa, 2022).</i>	27
<i>Figura 7.- Esquema hidráulico del sistema desde cabecera. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	27
<i>Figura 8.- Planta embalse y azud de derivación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	28
<i>Figura 9.- Sección tipo del cuerpo de presa. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	30
<i>Figura 10.- Vista del cuerpo de presa. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	30
<i>Figura 11.- Planta del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	32
<i>Figura 12.- Secciones del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	32

<i>Figura 13.- Aliviadero. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	32
<i>Figura 14.- Detalle de los tubos bajo el camino. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	33
<i>Figura 15.- Sección y planta del desagüe de fondo. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).</i>	35
<i>Figura 16.- Caseta de desagüe de fondo y riegos vista desde coronación. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	35
<i>Figura 17.- Válvulas de regulación en la caseta de válvulas a pie de presa. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	35
<i>Figura 18.- Galería de acceso a la cámara de válvulas. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	36
<i>Figura 19.- Planta del azud. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	39
<i>Figura 20.- Edificio de compuertas de derivación hacia el río Astón. Fuente: visita realizada.</i>	39
<i>Figura 21.- Sección toma de alimentación. Fuente: Documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	42
<i>Figura 22.- Túnel y canal toma de alimentación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	42
<i>Figura 23.- Salida de derivación hacia la presa. Fuente: visita realizada.</i>	43
<i>Figura 24.- Edificio compuertas de derivación hacia el río. Fuente: visita realizada.</i>	43
<i>Figura 25.- Cruce de la carretera A-132 con la A-1206 en la localidad de Ayerbe. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	44
<i>Figura 26.- Tramo de la carretera A-1206 (Ayerbe-Loarre) con el desvío a la derecha hacia presa de las navas. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	45
<i>Figura 27.- Camino de acceso a la presa de Las Navas, con el desvío a la izquierda que lleva hasta las obras de derivación en el río Astón. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	45
<i>Figura 28.- Antigua casa de administración. Fuente: visita realizada.</i>	46
<i>Figura 29.- Caseta del SAIH. Fuente: visita realizada.</i>	46
<i>Figura 30.- Sección tipo del cuerpo de presa. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	49
<i>Figura 31.- Detalle de la ubicación de la gravera y su acceso. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	50
<i>Figura 32.- Detalle de la ubicación de la gravera y su acceso. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	50
<i>Figura 33.- Gravera. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	50
<i>Figura 34.- Material gravera. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	51
<i>Figura 35.- Material gravera. Fuente: visita realizada a la presa.</i>	51
<i>Figura 36.- Socavón en cimiento y en el labio del aliviadero. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).</i>	52

<i>Figura 37.- Válvula y conducción del desagüe de fondo. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).</i>	53
<i>Figura 38.- Ataguía creada para la excavación y nueva toma. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).</i>	56
<i>Figura 39.- Maletín para la activación del Plan de Emergencia. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).</i>	59
<i>Figura 40.- Coronación de la presa, vista desde el estribo izquierdo. En el centro de la fotografía se ve la caseta del limnógrafo. Fuente: visita realizada.</i>	61
<i>Figura 41.- Estribo derecho. Fuente: visita realizada.</i>	61
<i>Figura 42.- Gaviones rotos junto al estribo derecho. Los regantes (son los encargados del mantenimiento de la presa) los rompieron en algún momento para acceder al paramento de aguas arriba. Fuente: visita realizada.</i>	61
<i>Figura 43.- Estribo izquierdo y detalle de los gaviones parcialmente volcados en su extremo. Fuente: visita realizada.</i>	62
<i>Figura 44.- Estado del paramento de aguas abajo. Fuente: visita realizada.</i>	62
<i>Figura 45.- Estado del paramento de aguas abajo. Se aprecia una canaleta para recoger las filtraciones. Fuente: visita realizada.</i>	62
<i>Figura 46.- Estado del paramento de aguas arriba. Fuente: visita realizada.</i>	63
<i>Figura 47.- Zona reparada en el 2022. Fuente: visita realizada.</i>	63
<i>Figura 48.- Plano geológico general. Fuente: Marqués, Luis Ángel. Alteraciones hidrogeomorfológicas en el Bajo Gállego. 2018. Tesis Doctoral Universidad de Zaragoza.</i>	64
<i>Figura 49.- Geología bajo la cerrada. Fuente: Hidralab-Cygsa.</i>	65
<i>Figura 50.- Peligrosidad sísmica. Fuente: IGN.</i>	66
<i>Figura 51.- Mapa peligrosidad sísmica de España con ubicación aproximada de la presa. Valores de intensidad. Fuente: IGN.</i>	66
<i>Figura 52.- Mapa peligrosidad sísmica de España con ubicación aproximada de la presa. Valores de PGA. Fuente: IGN.</i>	67
<i>Figura 53.- Ubicación de los puntos geodésicos y clavos de nivelación en coronación. Fuente: Geiser.</i>	69
<i>Figura 54.- Histórico del nivel de embalse. Fuente: Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Tysa, 2022).</i>	70
<i>Figura 55.- Histórico del nivel de embalse. Fuente: Geiser.</i>	70
<i>Figura 56.- Datos nivelación periodo 2020-2023. Fuente: Geiser.</i>	71
<i>Figura 57.- Datos nivelación periodo 2020-2023. Fuente: Geiser.</i>	71
<i>Figura 58.- Cuenca del río Ebro. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	73
<i>Figura 59.- Cuenca de aportación del embalse de Las Navas (pequeña) y del Azud de derivación (grande). Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	73

<i>Figura 60.- Hidrogramas obtenidos en el estudio de diciembre de 2003 para las avenidas de 500 y 5.000 años de periodo de retorno. Fuente: documento XYZT de la presa (2003).</i>	75
<i>Figura 61.- Vista del labio del aliviadero. Fuente: visita realizada.</i>	77
<i>Figura 62.- Vista de dos conductos paralelos de salida del aliviadero al barranco. Fuente: visita realizada.</i>	77
<i>Figura 63.- Vegetación en canal de descarga del aliviadero después de los tubos. Fuente: visita realizada.</i>	77
<i>Figura 64.- Tramo con cajeros destruidos canal de descarga del aliviadero. Fuente: visita realizada.</i>	78
<i>Figura 65.- Válvulas de seguridad en la pequeña cámara de compuertas. Fuente: visita realizada.</i>	78
<i>Figura 66.- Zafareche rotura de carga. Fuente: visita realizada.</i>	78
<i>Figura 67.- Galería de acceso a la cámara de válvulas. Fuente: visita realizada.</i>	79
<i>Figura 68.- Caseta de derivación a la presa y cierres de regulación. Fuente: visita realizada.</i>	80
<i>Figura 69.- Salida de derivación hacia la presa. En la foto de la derecha se aprecia el deterioro del hormigón de los hastiales. Fuente: visita realizada.</i>	80
<i>Figura 70.- Embocadura del pequeño túnel de traída de agua a la balsa con las grietas en la clave del arco. Fuente: visita realizada</i>	81
<i>Figura 71.- Exterior e interior del edificio de compuertas de derivación hacia el río Astón. Fuente: visita realizada.</i>	81
<i>Figura 72.- Zona de Explotación MNN y Resguardos de Laminación (Cota de embalse en m.s.n.m.). Fuente: Normas de Explotación de la presa de Las Navas (2003).</i>	83
<i>Figura 73.- Zona de Explotación MNN y Resguardos de Laminación (Volumen de embalse en Hm3). Fuente: Normas de Explotación de la presa de Las Navas (2003).</i>	83
<i>Figura 74.- Clasificación de la presa de Las Navas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura.</i>	84
<i>Figura 75.- Zona Inundable (Hipótesis H₂) Hoja 1 – Presa de Las Navas. Fuente: Plan de Emergencia de la presa de Las Navas (2003).</i>	87
<i>Figura 76.- Zona Inundable (Hipótesis H₂) Hoja 2 – Presa de Las Navas. Fuente: Plan de Emergencia de la presa de Las Navas (2003).</i>	88
<i>Figura 77.- Acceso a la presa. Fuente: plan de emergencia de la presa de Las Navas (2003).</i>	89
<i>Figura 78.- Resultados de la encuesta realizada en el Grupo de Trabajo sobre el estado de la presa de Las Navas.</i>	92
<i>Figura 79.- Clasificación del nivel de riesgo para cada uno de los modos de fallos evaluados, consensuado dentro del grupo de trabajo.</i>	94
<i>Figura 80.- Mapa de grupos hidrológicos de suelo. Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).</i>	99
<i>Figura 81.- Polígonos de Thiessen a partir de los tres pluviómetros cercanos a la presa. Fuente: elaboración propia.</i>	101
<i>Figura 82.- Resultados distribución GEV. Fuente: software AFINS.</i>	102

<i>Figura 83.- Mapa del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).</i>	106
<i>Figura 84.- Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).</i>	108
<i>Figura 85.- Lluvia por bloques alternos para T=500 años. Fuente: elaboración propia.</i>	110
<i>Figura 86.- Lluvia por bloques alternos para T=5.000 años. Fuente: elaboración propia.</i>	110
<i>Figura 87.- Resultados del programa HEC-HMS para T=500 años. Fuente: HEC-HMS.</i>	111
<i>Figura 88.- Resultados del programa HEC-HMS para T=5.000 años. Fuente: HEC-HMS.</i>	111
<i>Figura 89.- Hidrograma laminado para T=500 años. Fuente: elaboración propia.</i>	112
<i>Figura 90.- Hidrograma laminado para T=5.000 años. Fuente: elaboración propia.</i>	112
<i>Figura 91.- Perfil longitudinal del canal para el caudal de proyecto (T=500 años). Fuente: elaboración propia con datos de HEC-RAS.</i>	120
<i>Figura 92.- Perfil longitudinal del canal para el caudal de avenida extrema (T=5.000 años). Fuente: elaboración propia con datos de HEC-RAS.</i>	121
<i>Figura 93.- Diseño hidráulico salida del canal (no a escala). Fuente: elaboración propia.</i>	122
<i>Figura 94.- Perfil longitudinal del río para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años). Fuente: HEC-RAS.</i>	123
<i>Figura 95.- Perfil longitudinal del río para el caudal punta laminado de avenida extrema (T=5.000 años). Fuente: HEC-RAS.</i>	124
<i>Figura 96.- Sección transversal río. Fuente: HEC-RAS.</i>	124
<i>Figura 97.- Gráfico para obtener α_1, α_2 y Θ a partir de α. Fuente: Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2 (Locher, F.A. & Hsu, S.T.; 1984).</i>	125
<i>Figura 98.- Relación de agujeros de socavación. Fuente: Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2 (Locher, F.A. & Hsu, S.T.; 1984).</i>	126
<i>Figura 99.- Sección fosa de socavación (no a escala). Fuente: elaboración propia.</i>	127
<i>Figura 100.- Planta aliviadero, canal de descarga y fosa de socavación. Fuente: elaboración propia.</i>	128

Índice de tablas

<i>Tabla 1.- Situación de la presa de Las Navas. Fuente: Google Maps.</i>	26
<i>Tabla 2.- Características generales de la cuenca. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	28
<i>Tabla 3.- Características generales del cuerpo de presa. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	29
<i>Tabla 4.- Características generales del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	31
<i>Tabla 5.- Características canal de descarga del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	31

<i>Tabla 6.- Características generales del desagüe de fondo. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	34
<i>Tabla 7.- Características azud de derivación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	37
<i>Tabla 8.- Características toma de regulación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	38
<i>Tabla 9.- Características toma de alimentación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	40
<i>Tabla 10.- Características canal de alimentación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).</i>	41
<i>Tabla 11.- Resumen sistema de auscultación. Fuente: elaboración propia.</i>	68
<i>Tabla 12.- Resumen comparativo del nivel de embalse en los distintos años hidrológicos analizados. Fuente: Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Tysa, 2022).</i>	70
<i>Tabla 13.- Características embalse de Las Navas. Fuente: primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa y embalse de Las Navas (Euroestudios. S.A., 2003)</i>	76
<i>Tabla 14.- Escenarios de rotura. Fuente: plan de emergencia de la presa de Las Navas (2003).</i>	85
<i>Tabla 15.- Parámetros característicos para los escenarios de rotura. Fuente: plan de emergencia de la presa de Las Navas (2003).</i>	86
<i>Tabla 16.- Hipótesis H2 (rotura en situación de avenidas). Fuente: Plan de Emergencia de la presa de Las Navas (2003).</i>	88
<i>Tabla 17.- Cumplimiento de otros umbrales. Fuente: Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Tysa, 2022).</i>	90
<i>Tabla 18.- Clasificación de los modos de fallos identificados, consensuados dentro del grupo de trabajo.</i>	94
<i>Tabla 19.- Clasificación de los modos de fallos identificados</i>	95
<i>Tabla 20.- Impacto de las medidas propuestas.</i>	96
<i>Tabla 21.- Periodos de retorno a considerar para los niveles de las avenidas de proyecto y extrema (en años). Fuente: Reglamento Técnico de Seguridad para las Presas y sus Embalse (2021).</i>	97
<i>Tabla 22.- Umbral de escorrentía obtenidos de la tabla 2.3 de la norma. Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).</i>	99
<i>Tabla 23.- Umbral de escorrentía y número de curva por área y total. Fuente: elaboración propia.</i>	100
<i>Tabla 24.- Resumen resultados. Fuente: elaboración propia.</i>	103
<i>Tabla 25.- Resultados coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno. Fuente: elaboración propia.</i>	108
<i>Tabla 26.- Caudales punta para cada periodo de retorno mediante la ecuación de Témez. Fuente: elaboración propia.</i>	108



<i>Tabla 27.- Calados normal y crítico para los diferentes tramos y caudales punta laminados.</i>	
<i>Fuente: elaboración propia.</i>	113
<i>Tabla 28.- Calados normal y crítico, inicial y final para los diferentes tramos y caudales punta laminados del canal propuesto. Fuente: elaboración propia.</i>	115
<i>Tabla 29.- Altura de cajeros necesaria para los diferentes tramo y caudales. Fuente: elaboración propia.</i>	117
<i>Tabla 30.-Resultados sobreelevación y resguardos en curva horizontal. Fuente: elaboración propia.</i>	119
<i>Tabla 31.-Resultados sobreelevación por emulsión. Fuente: elaboración propia.</i>	120

1.- INTRODUCCIÓN

El agua es un componente esencial, vital para el ser humano, ya que lo necesita para vivir, para cultivar los alimentos que necesita, higiene, entre otros usos. Presenta un inconveniente y es que su aparición en forma de escorrentía no es regular ni en el espacio ni en el tiempo, por esto el ser humano se vio en la necesidad de crear grandes almacenamientos para poder guardar en los periodos en que hay excedente, para utilizarlos en los periodos donde hay déficit. Estos almacenamientos se consiguen con estructuras que conllevan un riesgo al tener que soportar grandes presiones generadas por la misma agua que almacenan y en caso de colapso generan grandes pérdidas, tanto de vidas humanas como económicas. A raíz de varios incidentes ocurridos en el pasado, se han reforzado las medidas constructivas para las nuevas construcciones y los seguimientos a las ya existentes con el fin de garantizar que esas grandes infraestructuras permanezcan en pie manteniendo el servicio para el cual fueron construidas y no generen daños del cual lamentar. Otro aspecto fundamental es analizar el riesgo asociado con el fin de poder tomar medidas preventivas a fin de disminuir el riesgo al mínimo posible.

2.- ANTECEDENTES

A lo largo de la historia, se han producido incidentes que han resaltado la necesidad de mejorar la seguridad de las presas y fortalecer los estándares de diseño, construcción y gestión.

2.1.- Técnicos

Entre los incidentes ocurridos a lo largo de la historia se destacan:

- Presa de St. Francis (Estados Unidos, 1928): construida por la ciudad de Los Ángeles entre los años 1924 y 1926. Durante los días 12 y 13 de marzo de 1928 colapsó, debido a una combinación de mal diseño y construcción inadecuada, muriendo al menos 432 personas.
- Presa de Malpasset (Francia, 1959): ubicada alrededor de 7 km al norte de Frejus, población situada al sur de Francia. Su colapso se produjo el 2 de diciembre de 1959, debido a una combinación de lluvias intensas, diseño defectuoso y problemas de construcción, causando la muerte de más de 400 personas. Es uno de los desastres de ingeniería civil más notorios en la historia de Francia.

- Presa de Banqiao (China, 1975): este es uno de los desastres de presas más mortales de la historia, con un estimado de 171,000 a 230,000 personas fallecidas. Este incidente resaltó la importancia de la gestión de riesgos y la infraestructura de emergencia en la seguridad de las presas.
- Presa de Teton (Estados Unidos, 1976): fue una presa situada en el río Teton en Estados Unidos. Colapsó en 1976, un año después de su construcción.

En España han ocurrido algunos incidentes, entre ellos se destacan:

- Presa de Ribadelago (Zamora, 1959): es uno de los desastres más trágicos en la historia de España. Causó la muerte de más de 140 personas.
- Presa de Tous (Valencia, 1982): presa de materiales sueltos. El 20 de octubre de 1982 la presa colapsó debido al sobrevertido producido por las intensas lluvias causando un caudal punta de 16.000 m³/s, uno de los mayores registrados en España. Dejó 8 fallecidos, decenas de miles de afectados y cuantiosos daños materiales.

2.2.- Administrativos

En el caso de España, en el año 1960, tras el colapso de la presa de Ribadelago, se redactaron las Normas Transitorias de Grandes presas por parte de la Sección de Grandes Presas, que formaron la base para que, en 1962, se redactara la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas”, por parte de la Comisión Permanente de Normas de Grandes Presas, que se aprobó por Orden Ministerial el 21 de agosto de 1962 y definitivamente por Orden del Ministerio de Obras Públicas el 31 de marzo de 1967.

Debido a la rotura de la presa de Tous se inició un Programa de Seguridad y Explotación de las presas del Estado a 243 presas en explotación y 53 en construcción.

El 30 de marzo de 1996 fue aprobado mediante Orden Ministerial el “Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses”.

3.- METODOLOGÍA

La metodología a emplear para la realización del presente trabajo de fin de máster consiste en la realización de un análisis cualitativo y uno cuantitativo de la seguridad de la presa de Las Navas, término municipal de Loarre, Huesca.

3.1.- Análisis cualitativo de la seguridad de presas

La metodología a emplear, en la parte cualitativa, se basa en la especificada en el Manual Práctico de Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas de Ipresas & Ofiteco (2023), en el cual se detallan los pasos a seguir para su realización. El documento define el análisis cualitativo como: “Tras revisar la información disponible y una vista técnica, un grupo de expertos multidisciplinar y el personal responsable de la presa identifica las posibles formas en las que podría fallar el sistema presa-embalse, llamados modos de fallo, a partir de talleres participativos.”. De acuerdo con el manual, el análisis cualitativo consiste en tres fases.

1. *Revisión de la información disponible*
2. *Visita técnica*
3. *Identificación y clasificación de modos de fallos*

La fase 1 consiste en un análisis exhaustivo de la documentación disponible de la presa, tanto física como digital, que sirve de base para la realización de un informe en el que se resumen los aspectos más destacables en torno a la seguridad de esta. Este informe es utilizado en la visita y en la sesión de trabajo de identificación de modos de fallos. La estructura del informe es la del Manual Práctico, que se muestra a continuación.

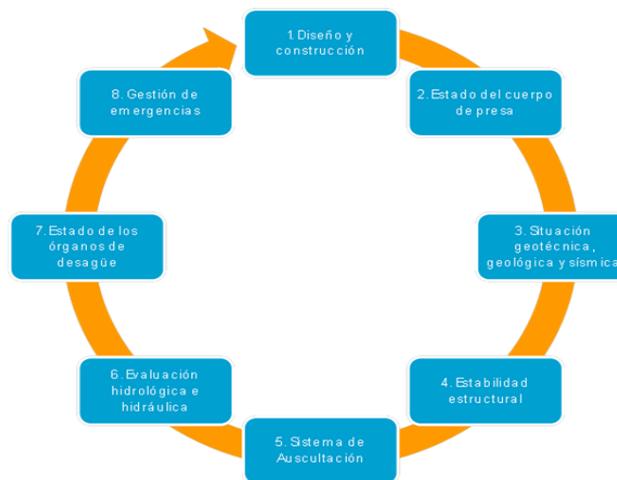


Figura 1.- Ejemplo de temas relacionados con la seguridad de la presa a ser revisados durante las sesiones. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).

La fase 2 se realiza mediante una visita técnica a sus instalaciones, en la que se realiza una inspección exhaustiva para comprobar el estado de la presa e identificar posibles problemas que puedan conducir a que se produzcan modos de fallos. Después de realizada la visita, se

realiza una evaluación integral como base para la posterior identificación de modos de fallos.

El manual especifica que se deben abordar al menos los siguientes temas:

- *Amenaza de inundación y adecuación hidrológica.*
- *Funcionamiento de las compuertas y comportamiento hidráulico del sistema.*
- *Compuertas y estado de equipos electromecánicos.*
- *Estado actual del aliviadero y cuenco amortiguador. Erosión en zonas aguas abajo.*
- *Cimentación y estribos.*
- *Auscultación y sistema de monitoreo.*
- *Condición del cuerpo de la presa.*
- *Estado del sistema de drenaje.*
- *Estabilidad de la presa en condiciones normales de carga.*
- *Amenaza sísmica y estabilidad de presas durante eventos sísmicos.*
- *Deslizamiento en el embalse.*
- *Planificación de actuaciones en emergencias y áreas urbanas aguas abajo.*

Dicha evaluación, de acuerdo con el manual, se realiza mediante una encuesta a los presentes con las siguientes posibles respuestas con respecto al estado de cada uno de los elementos existentes.

- *Cumple (verde oscuro)*
- *Aparentemente cumple (verde claro)*
- *Aparentemente no cumple (naranja)*
- *No cumple (rojo)*
- *No aplica (blanco)*

En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de calificación realizada, según el manual.

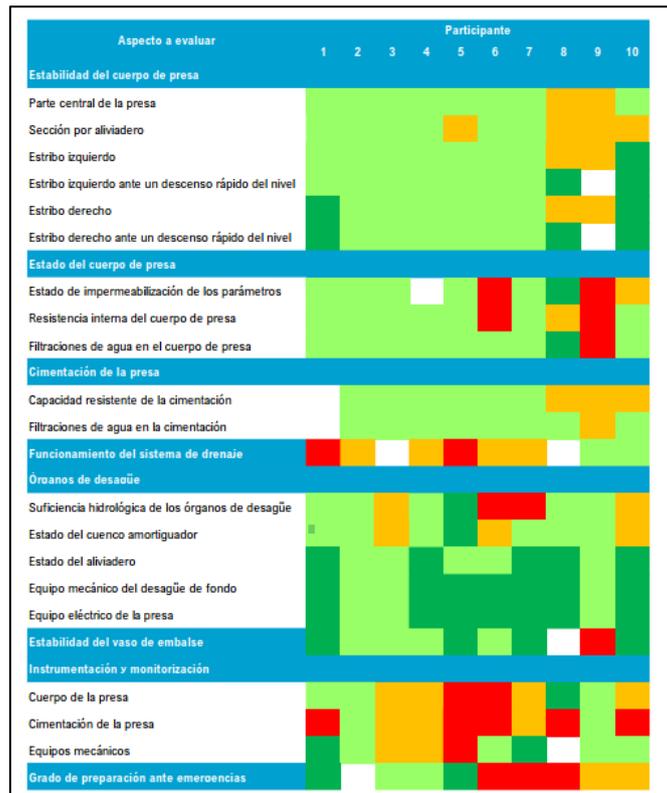


Figura 2.- Ejemplo de calificación de los aspectos principales de seguridad de presa por cada participante. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).

Por último, en la fase 3, se realiza una sesión de trabajo de identificación de modos de fallos, en la cual se debaten los posibles modos de fallos que pueden ocurrir en la presa en base al informe y la visita realizada. De acuerdo con el manual, un modo de fallo se define como: “La secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o una parte de este. Esta serie de sucesos tiene una secuencia lógica, la cual consta de un evento inicial desencadenante, una serie de eventos de desarrollo o propagación y culmina con el fallo de la presa”, tal y como se muestra en el siguiente esquema genérico.

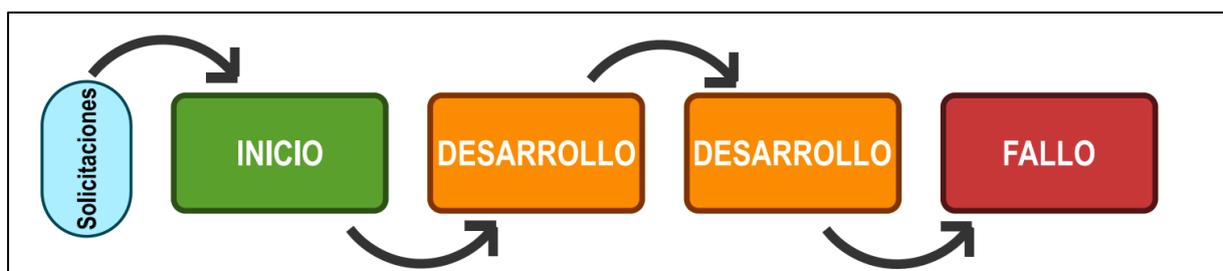


Figura 3.- Esquema genérico de eventos de un modo de fallo. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).

Una vez identificados los modos de fallos, se procede a clasificarlos asignando una categoría a la probabilidad de ocurrencia de fallo y una categoría a las consecuencias de fallo.

Para clasificar la probabilidad de ocurrencia de fallo se considera las siguientes clases, especificadas en el manual, procedente de las recomendaciones del USBR y USACE (2015) y USACE (2014):

- *Remota: Varios eventos deben ocurrir al mismo tiempo o en serie para causar fallos, y la mayoría, si no todos, tienen una probabilidad insignificante. La probabilidad de fallo anual es menor a 10^{-6} .*
- *Baja: No se puede descartar la posibilidad, pero no hay evidencia convincente que sugiera que haya ocurrido o que exista una condición o fallo que pueda llevar a la iniciación. La probabilidad de fallo anual está entre 10^{-5} y 10^{-6} .*
- *Media: Existe la condición o defecto fundamental. Los datos existentes sugieren que es plausible, aunque la evidencia clave se inclina más hacia "menos probable" que "más probable". La probabilidad de fallo anual está entre 10^{-4} y 10^{-5} .*
- *Alta: Existe la condición o defecto fundamental. Los datos existentes sugieren que es plausible, aunque la evidencia clave se inclina más hacia "más probable" que "menos probable". La probabilidad de fallo anual está entre 10^{-3} y 10^{-4} .*
- *Muy alta: Existe evidencia directa o indirecta sustancial que sugiere que se ha iniciado o es probable que ocurra en un futuro próximo. La probabilidad de fallo anual es mayor que 10^{-3} .*

Respecto de las consecuencias de los modos de fallo, también presentes en el manual, tomando como base las recomendaciones del USBR y USACE (2015) y USACE (2014), se proponen las siguientes categorías para definir las consecuencias:

- *Categoría 1: Consecuencias económicas para la explotación limitadas y/o necesidad de reparaciones pequeñas o medianas en la presa. Pequeñas consecuencias medioambientales.*
- *Categoría 2: Consecuencias económicas muy importantes para la explotación y/o necesidad de gran reparación en la presa (Millones de euros). Graves consecuencias medioambientales.*

- *Categoría 3: Suelta descontrolada de caudales con daños a algunas viviendas aisladas. No se puede descartar la pérdida directa de vidas debido a la inundación, por algún viandante o algún vehículo.*
- *Categoría 4: Es probable que se produzcan pérdidas de vidas por dificultades para alertar a poblaciones más pequeñas cercanas (<1,000 habitantes) o dificultades para evacuar grandes poblaciones con suficiente tiempo de alerta (> 2 horas de llegada). Pérdida de vidas en el rango de 10 a 100. Las descargas aguas abajo también resultan en daños muy importantes a la propiedad y / o al medio ambiente.*
- *Categoría 5: Se esperaría una gran pérdida de vidas debido a dificultades para avisar y evacuar a grandes centros de población a una distancia media (llegada de la onda entre 1-2 horas). Pérdidas de vidas en el rango de 100 a 1,000. Las descargas aguas abajo también resultan en daños muy importantes a la propiedad y / o al medio ambiente.*
- *Categoría 6: Se esperaría unas pérdidas de vidas directas muy alta debido a la existencia de grandes poblaciones muy cerca del pie de presa (>10,000 hab. y < 30-45 minutos de llegada). Pérdida de vidas estimada superior a 1,000. Las descargas aguas abajo también resultan en daños muy importantes a la propiedad y / o al medio ambiente.*

El manual establece que las categorías de probabilidad de fallo y consecuencias no son únicas, sino que es posible categorizar entre dos.

Cada participante asigna, a su criterio, tanto la probabilidad de fallo como la categoría de consecuencias a cada modo de fallo, que debe repetirse hasta llegar a un consenso entre todos los participantes.

Una vez asignada la clasificación de consenso a cada modo de fallo en cada de las categorías se introducen en el cuadro de la figura siguiente para conocer el tipo de riesgo asociado, que puede ser riesgo bajo, medio o alto.

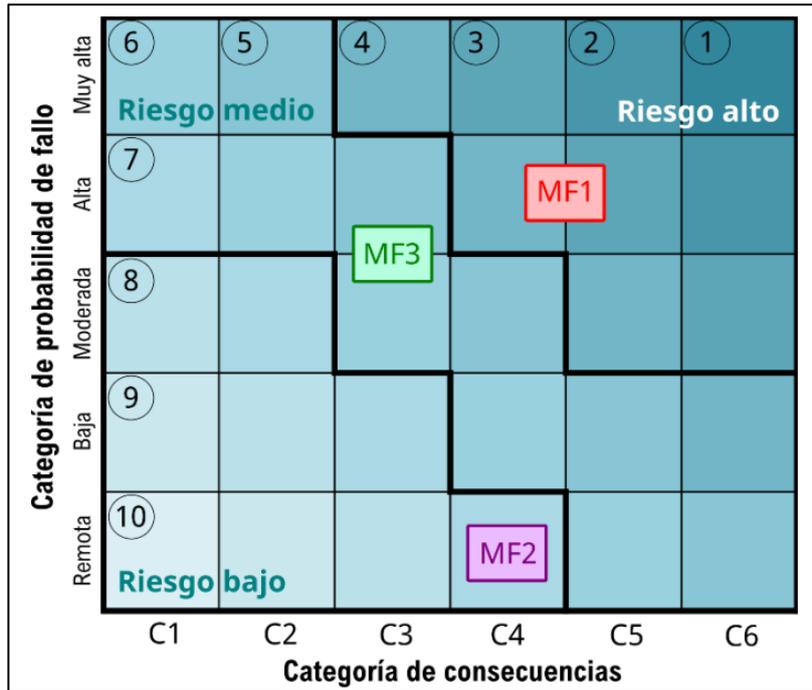


Figura 4.- Cuadro de clasificación de modos de fallo. Fuente: Manual práctico de aplicación del análisis de riesgo a la seguridad de presas (Ipresas-Ofiteco, 2023).

Una vez identificados y clasificados los modos de fallo, se definen las recomendaciones que se consideren oportunas para mantener o mejorar la seguridad de la presa.

Según el manual, los modos de fallo de riesgo medio y alto deben ser analizados cuantitativamente.

3.2.- Análisis cuantitativo de la seguridad de presas

En la parte cuantitativa, se evalúa la seguridad hidrológico-hidráulica de la presa. Consiste en un análisis tradicional basado en la cuantificación hidrológica de los hidrogramas de avenidas de proyecto y extrema naturales para los periodos de retorno que especifican las Normas Técnicas de Seguridad para las Presas y sus Embalses vigentes de España.

Con los hidrogramas obtenidos se procede a determinar los caudales laminados y la altura que alcanza el embalse durante el proceso de laminación. Esto sirve para determinar si el aliviadero y el canal de descarga son capaces de desaguar ambos caudales mencionados sin que se vea comprometida la seguridad de la presa y puedan ser restituidos al cauce sin que provoque daños a este. Para determinar si el canal de descarga es adecuado para ambos caudales se siguen los siguientes criterios:

1. Debe manejar el caudal de proyecto con un resguardo suficiente. Este resguardo se determina mediante la ecuación establecida por el USBR.
2. Debe manejar el caudal de avenida extrema sin que se produzcan desbordamientos de agua en ningún punto de este.
3. En las curvas, luego de obtenida la sobreelevación que esta produce en la lámina de agua para ambos caudales, se deben cumplir los criterios 1 y 2 con los nuevos valores de calado obtenidos.
4. En el caso que se produzca emulsión, al igual que en las curvas, luego de obtenida la sobreelevación producida, se deben cumplir los criterios 1 y 2 con los nuevos valores de calado obtenidos.

También es necesario evaluar cómo se realiza el reintegro al río a fin de determinar si este es adecuado.

En el caso de que algunos de estos elementos no funcionen de manera adecuada o se considere que dicho funcionamiento debería ser mejor, se propondrán los cambios necesarios, a nivel de anteproyecto. Dichas mejoras también deben cumplir los criterios antes mencionados.

4.- CASO DE ESTUDIO. PRESA DE LAS NAVAS

4.1.- Descripción de la presa

Este apartado está elaborado a partir del documento XYZT de la presa (2003), en el que se describen los diferentes elementos con lo que está compuesta y se complementa con el último informe de inspección y auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021, elaborado por Typsa.

4.1.1.- Descripción general

La Presa de Las Navas, está situada sobre el barranco del mismo nombre, en el término municipal de Loarre, a unos 35 km de Huesca. La presa y su embalse se localizan en la hoja N.º 247 (Ayerbe) del Mapa Topográfico Nacional a escala 1:50.000 publicado por el Instituto Geográfico Nacional.

Tabla 1.- Situación de la presa de Las Navas. Fuente: Google Maps.

Coordenadas geográficas	
Latitud	42° 16' 54,62'' Norte
Longitud	0° 38' 26,99'' Oeste
Coordenadas UTM	
X	694.521,58
Y	4.683.764,35
Huso	30

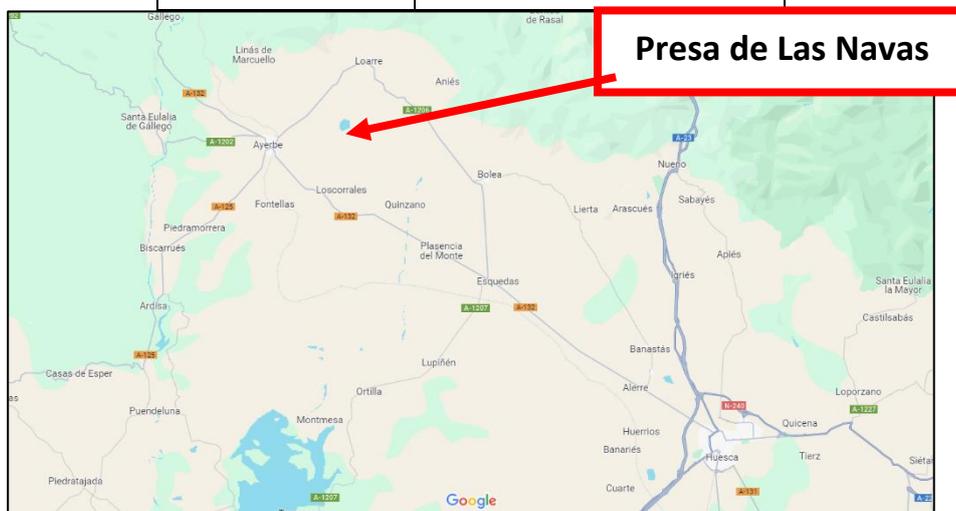


Figura 5.- Mapa de situación de la presa de Las Navas. Fuente: Google maps.

La presa de Las Navas, de titularidad estatal, pertenece la Junta de Explotación N.º 14 y a la Sección B, Grupo de Trabajo B-3, de la Comisión de Desembalse. Existe un convenio entre la Confederación Hidrográfica del Ebro y el sindicato central de regantes del pantano de Las Navas mediante el cual es cedida la explotación al sindicato por parte de la Confederación.

4.1.2.- Descripción del aprovechamiento del embalse de Las Navas

La presa de Las Navas es de materiales sueltos, coronada con pretil de hormigón. Posee un aliviadero, fuera del cuerpo de la presa y desagüe de fondo o toma de agua.

La presa de Las Navas crea un embalse de capacidad 1,908 Hm³, aunque esto anteriormente no era así, ya que, de acuerdo con la documentación sobre las obras de emergencia ejecutadas en el año 2017, tenía una capacidad previa a los trabajos de 2,2 hm³ y dicha reducción se debe a una modificación en el desagüe de fondo. El objetivo básico de la construcción de la presa

fue la regulación de los riegos de la zona de Ayerbe. Para garantizar el llenado del embalse, se construyó una derivación desde el río Astón mediante un trasvase consistente en un azud de derivación y un canal de trasvase que desagua en la margen derecha del embalse.



Figura 6.- Planta de la presa de Las Navas. Fuente: informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Tyspa, 2022).

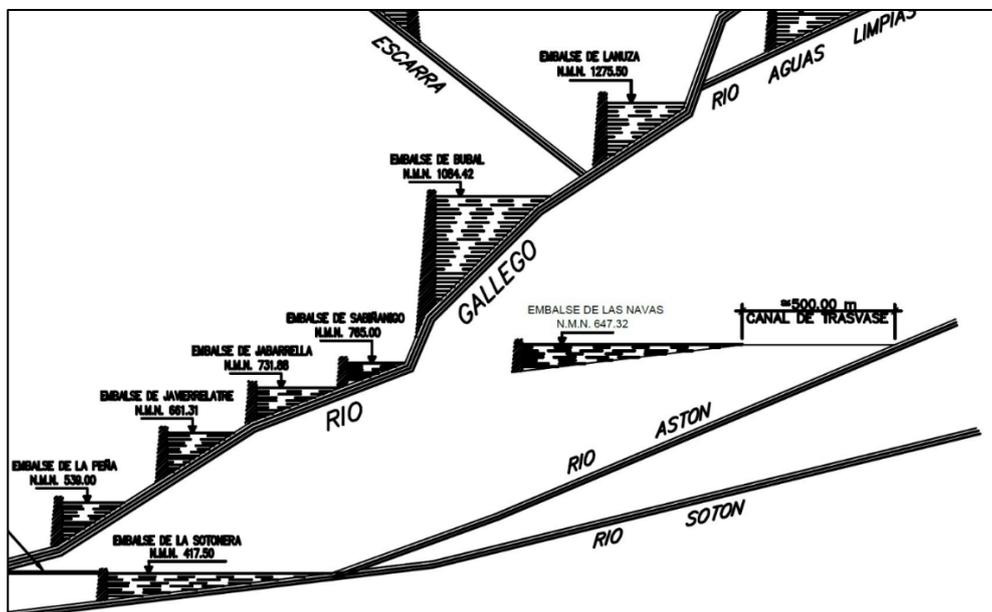


Figura 7.- Esquema hidráulico del sistema desde cabecera. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

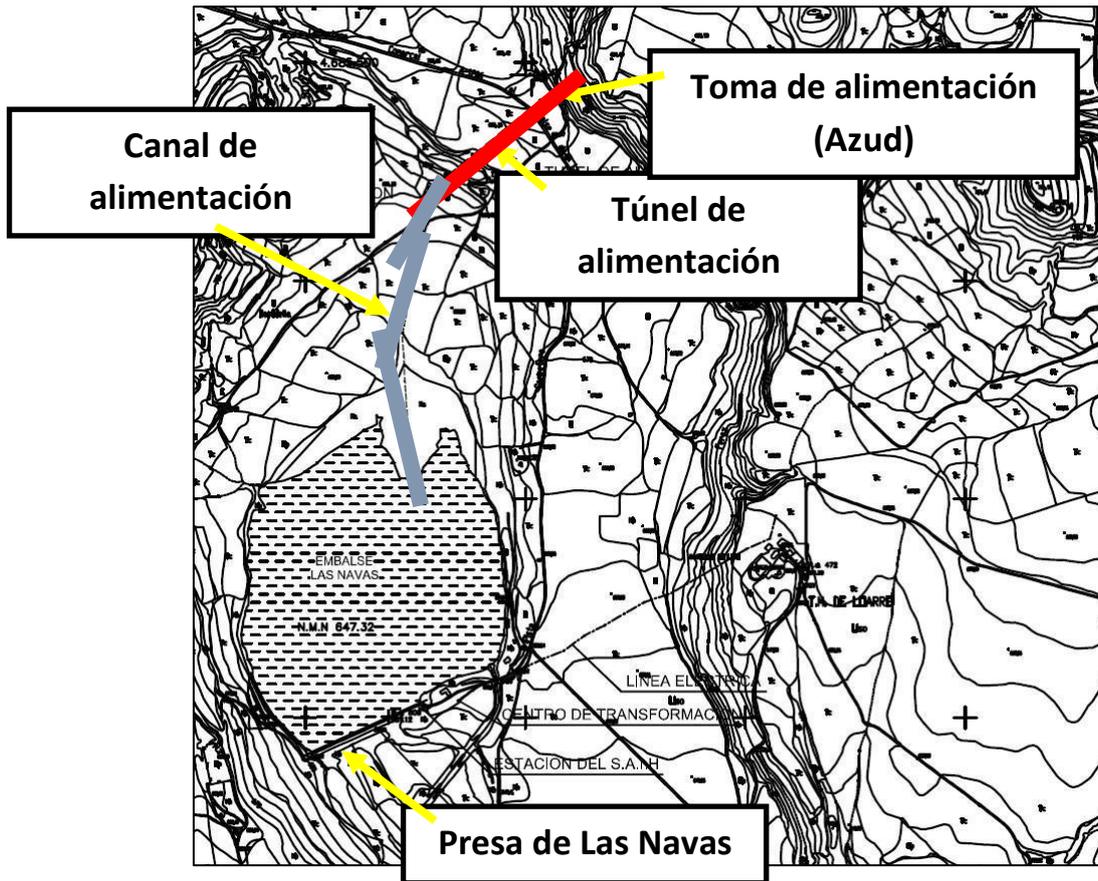


Figura 8.- Planta embalse y azud de derivación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Tabla 2.- Características generales de la cuenca. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Superficie de la cuenca natural	2,30 km ²
Superficie de la cuenca derivada (río Astón)	12,80 km ²
Superficie total	15,10 km ²
Altitud media de la cuenca	855,60 m.s.n.m.
Precipitación anual media de la cuenca	751 mm
Máxima avenida prevista (caudal punta de N.A.E.)	77,60 m ³ /s
Máxima avenida (caudal punta de N.A.P.)	61,50 m ³ /s
Cota de máximo embalse normal (N.M.N.)	647,32 m.s.n.m.
Cota nivel de avenida de proyecto (N.A.P.)	648,24 m.s.n.m.
Cota nivel de avenida extrema (N.A.E.)	648,40 m.s.n.m.
Cota mínima de explotación	635,56 m.s.n.m.
Volumen de embalse con el N.M.N.	1,908 hm ³

Volumen de embalse con el N.A.P.	2,278 hm ³
Volumen de embalse con el N.A.E.	2,358 hm ³
Volumen de resguardo	0,48 hm ³
Superficie del embalse con N.M.N.	37,91 ha
Superficie del embalse con N.A.P.	44,70 ha
Superficie del embalse con N.A.E.	46,39 ha
Longitud de costa con N.M.N.	2,07 km
Longitud de embalse a lo largo de río	0,775 km

4.1.3.- Cuerpo de presa

La presa de Las Navas es de materiales sueltos, coronada con pretil de hormigón, de 0,80 m de altura. La longitud total de coronación es 305,00 m y la máxima altura sobre cimientos 22,00 m. La alineación de la planta de la presa es recta.

Tabla 3.- Características generales del cuerpo de presa. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Tipo	Presa de materiales sueltos
Planta	Recta
Taludes paramento aguas arriba	1/1; 3/1; 2,5/1 (H/V)
Taludes paramento aguas abajo	1,5/1; 1,75/1; 2,0/1 (H/V)
Longitud de coronación (sin pretil)	305,00 m
Ancho de coronación	4,00 m
Cota de coronación	648,52 m.s.n.m.
Cota de cimientos	628,02 m.s.n.m.
Cota del cauce o barranco de Las Navas	634,42 m.s.n.m.
Altura sobre cimientos	20,50 m
Altura de la presa sobre el cauce	14,10 m
Volumen de materiales empleados en la presa	76.740,00 m ³

En la siguiente imagen se muestra una sección tipo, en la que se ven los diferentes tipos de materiales que conforman el cuerpo de presa.

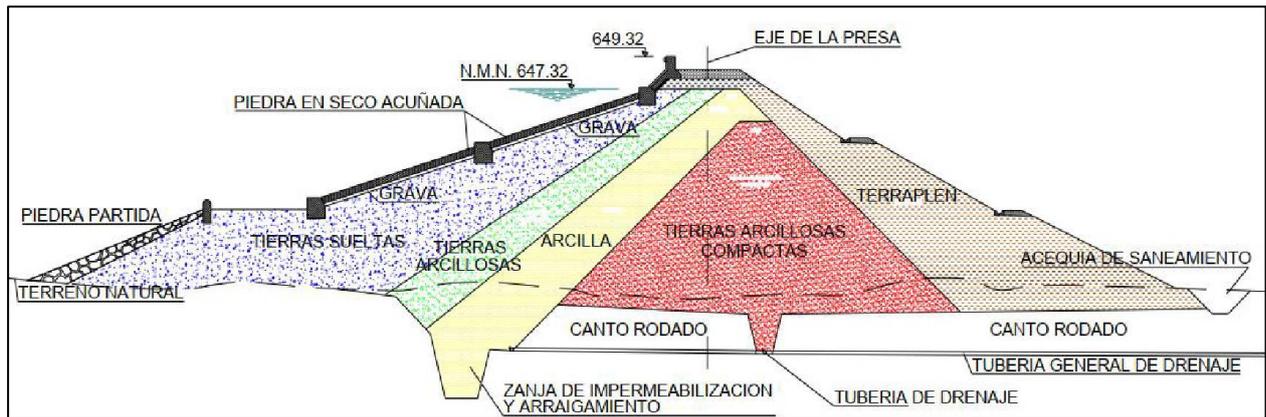


Figura 9.- Sección tipo del cuerpo de presa. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).



Figura 10.- Vista del cuerpo de presa. Fuente: visita realizada a la presa.

4.1.4.- Aliviadero

El aliviadero de la presa está situado a 160 m del estribo izquierdo, en la ladera de cierre del embalse. Es de hormigón con labio fijo y planta en forma semicircular tipo “pico de pato”. La sección del labio fijo del aliviadero es triangular con el paramento exterior de talud 1/2 (H/V), y con el paramento interior de talud vertical. La base de la sección del aliviadero es de 1,50 m y la altura de 2,00 m, respecto a la solera de aguas abajo. Esta sección está apoyada sobre una base de 0,5 m de espesor. El radio exterior del paramento de aguas arriba de la planta semicircular es 7,50 m, siendo el radio del labio de vertido 7,20 m. El desarrollo del perímetro del labio de vertido es de 22,66 m. Este descarga en un canal para conducir el agua hasta el cauce natural.

El canal de descarga se compone de 5 tramos que se describen a continuación:

1. Tramo 1: canal de sección trapezoidal con 2,00 m de base, talud de cajeros 1/1 (H/V), altura 1,50 m, longitud 197,10 m y una pendiente longitudinal de 0,001. Inicia a la cota

- 645,32 m.s.n.m. y finaliza a la cota 645,11 m.s.n.m. Entre este y el siguiente tramo existe un pozo de caída con planta rectangular (5,00 m x 3,50 m) con cota de solera a 643,00 m.s.n.m. y cota de salida 644,40 m.s.n.m., desde donde inicia el segundo tramo.
2. Tramo 2: canal de sección rectangular de base 2,00 m y altura 0,60 m, longitud 50,00 m y una pendiente longitudinal de 0,1034.
 3. Tramo 3: canal de sección rectangular de base 2,00 m y altura 0,60 m, longitud 13,00 m y una pendiente longitudinal de 0,074.
 4. Tramo 4: canal de sección rectangular de base 2,00 m y altura 0,60 m, longitud 58,00 m y una pendiente longitudinal de 0,0512.
 5. Tramo 5: canal de sección rectangular de base 2,00 m y altura 0,60 m, longitud 40,50 m y una pendiente longitudinal de 0,0494.

Tabla 4.- Características generales del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Lateral, margen izquierda del embalse, a 160,00 m del estribo izquierdo
Tipo	Labio fijo, planta semicircular tipo "pico de pato"
Dimensiones y geometría	Radio de vertido 7,20 m, la longitud de vertido 22,66 m, talud interior: vertical, talud exterior es 1/2 (H/V)
Cota umbral o vertido aliviadero	647,32 m.s.n.m.
Cota solera aliviadero	645,32 m.s.n.m.
Caudal vertido para N.A.P.	52,68 m ³ /s

Tabla 5.- Características canal de descarga del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Margen izquierda del barranco de las Navas
Dimensiones o geometría	Canal a cielo abierto. Un primer tramo tiene sección trapezoidal (base 2,00 m, altura 1,50 m, taludes 1/1 (H/V), longitud 197,10 m y pendiente 1‰). Los tramos 2º, 3º, 4º y 5º tienen la misma sección tipo rectangular (base=2,00 m y altura=0,60 m), pero distintas pendientes: 0,1034, 0,074, 0,0512, y 0,0494, las longitudes son 50,00, 13,00, 58,00 y 40,50 m respectivamente.

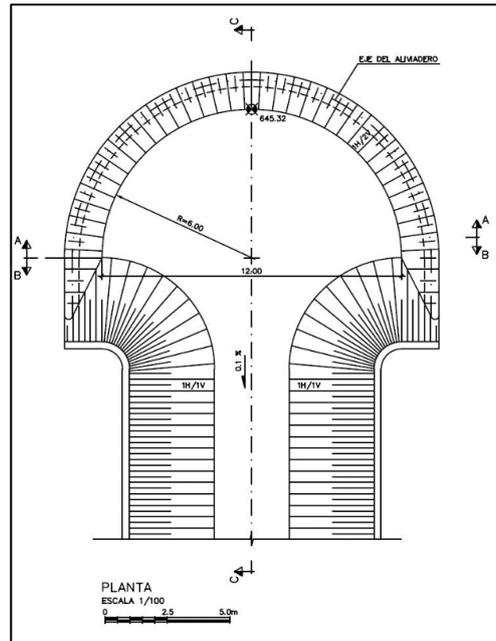


Figura 11.- Planta del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

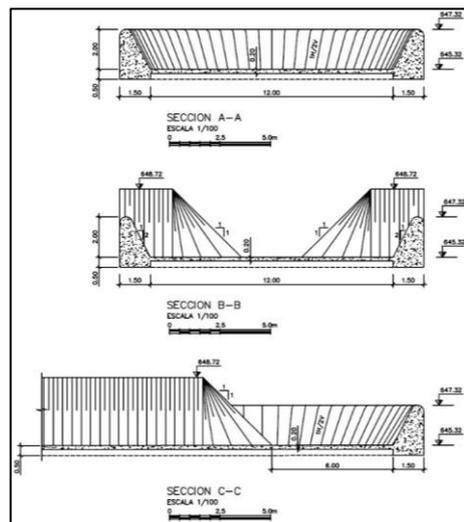


Figura 12.- Secciones del aliviadero. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).



Figura 13.- Aliviadero. Fuente: visita realizada a la presa.

Un dato que en la documentación de la presa no se menciona, es la presencia de dos tubos, entre el aliviadero y el canal de descarga, debajo del camino de acceso a la coronación.



Figura 14.- Detalle de los tubos bajo el camino. Fuente: visita realizada a la presa.

4.1.5.- Desagüe de fondo

El desagüe de fondo o toma de agua se sitúa a 108,93 m del estribo derecho y consta de varias partes:

1. Túnel Revestido

- Inicia en el paramento de aguas arriba.
- Longitud total de 32,50 m y pendiente del 1%.
- Sección tipo rectangular con bóveda semicircular.
- Anchura de solera de 1,00 m y altura de 1,30 m en los hastiales rectos.
- Radio de la bóveda de 0,50 m.
- Espesor de hormigón en paredes de 1,00 m y en solera de 0,40 m.
- Recubrimiento semicircular con espesor variable entre los hastiales y mínimo en la clave de 0,50 m.

2. Cámara de Válvulas y galería de acceso

- Ubicada después del tramo en túnel.
- Separada del túnel por un muro de hormigón de 1,50 m de espesor.
- Toma del agua desde el túnel mediante dos tuberías de $\varnothing 300$ mm.
- Cada conducto tiene una válvula compuerta de control de husillo exterior de diámetro 300 mm.

- Caseta de válvulas exterior, 25 m aguas abajo de la anterior, con una válvula de compuerta para cada conducto de diámetro 300 mm y husillo exterior.
- En cada tubería, aguas abajo de las válvulas de control, hay un bypass de $\varnothing 80$ mm con dos válvulas de compuerta cada uno.
- Una ventosa en cada tubería después de las válvulas.
- Las tuberías discurren por debajo de una galería que sirve como acceso hasta la cámara de válvulas dentro del cuerpo de la presa.

3. Exterior

- Ambos conductos desembocan en un pequeño zafareche con dos compuertas de 1,00 m x 1,05 m, una para el retorno del agua al río y la otra para la entrada al canal de regadío.

Tabla 6.- Características generales del desagüe de fondo. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Implantado de forma transversal a la presa, a 109,00 m del estribo derecho de la misma
Número de desagües, conductos o túneles	1 desagüe o túnel de (1 m de anchura x 1,80 m de máxima altura, 1,30 m en hastiales y 0,50 m de altura en la bóveda semicircular) con dos conductos de 300 mm. La longitud total túnel es 32,50 m, y pendiente 0,01
Cota solera entrada túnel	635,78 m.s.n.m.
Cota solera final túnel	635,46 m.s.n.m.
Cámara de válvulas	Hay dos válvulas de compuerta (1 para cada tubería, $\varnothing 300$ mm). Tuberías de toma $\varnothing 300$ mm.
Dimensiones de cámara de válvulas	2,00x1,60 m (en planta), altura de 1,80 m en hastiales y 2,60 m en el centro debido a la bóveda semicircular de $\varnothing 1,60$ m.
Galería de acceso a la cámara de válvulas	Prolongación del túnel de toma hacia paramento aguas abajo.
Dimensiones galería acceso a cámara válvulas	1,00 m de anchura, altura máxima de 1,80 m, en hastiales 1,30 m y 0,50 m de radio de bóveda semicircular. Longitud de galería es 15,40 m
Pozo toma de acequias	Dimensiones interiores en planta (3,00x2,50 m), profundidad 2,89 m. Hay 2 ataguías que abren o cierran el paso del agua a sendas acequias que salen de este.
Caudal desaguado para N.M.N.	1,156 m ³ /s

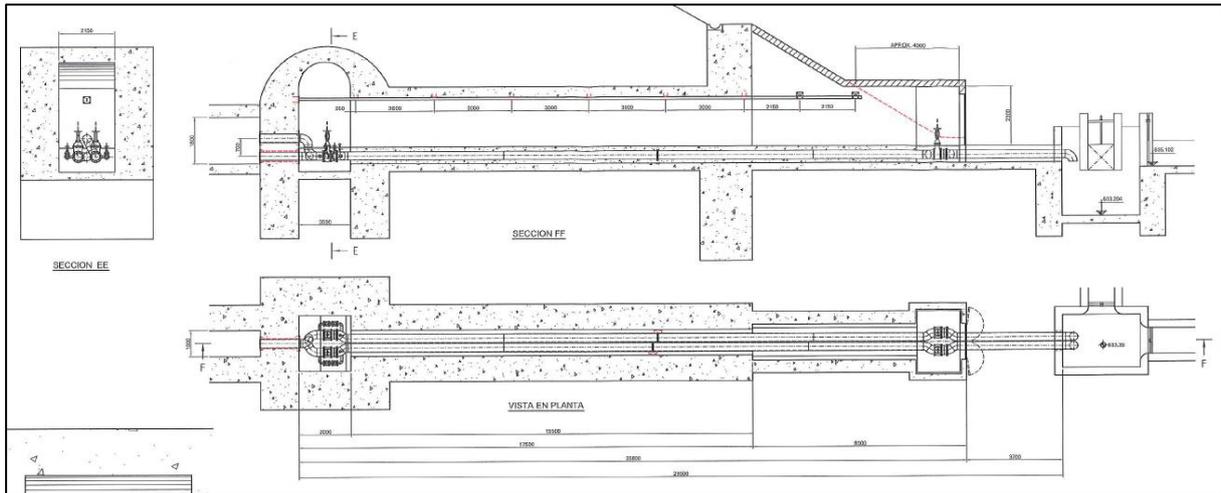


Figura 15.- Sección y planta del desagüe de fondo. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).



Figura 16.- Caseta de desagüe de fondo y riegos vista desde coronación. Fuente: visita realizada a la presa.



Figura 17.- Válvulas de regulación en la caseta de válvulas a pie de presa. Fuente: visita realizada a la presa.

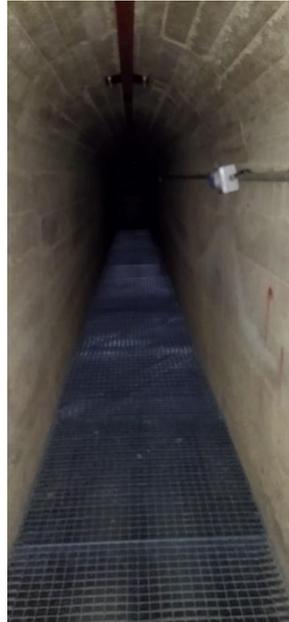


Figura 18.- Galería de acceso a la cámara de válvulas. Fuente: visita realizada a la presa.

4.1.6.- Azud de derivación

El azud de derivación en el río Astón, cerca del estribo izquierdo de la Presa de Las Navas, consta de los siguientes elementos:

1. Características Generales

- Ubicado a unos 2,0 km del estribo izquierdo de la Presa de Las Navas.
- El río Astón es afluente del río Sotón, desembocando en el embalse de La Sotonera por la margen derecha.

2. Estructura del Azud

- Construido con mampostería y hormigón.
- Aliviadero de labio fijo con longitud de vertido de 10,00 m a la cota 665,301 m.s.n.m.
- Toma de regulación alineada con el aliviadero hasta la margen derecha del cauce.
- Sección tipo del aliviadero es trapecial, con un contacto cimentación-terreno escalonado.
- Cotas máximas y mínimas en el contacto cimiento-terreno: 661,15 m.s.n.m. y 658,00 m.s.n.m.
- Taludes del trampolín del aliviadero son 1/1 y 4/1 (H/V), con un talud de aguas arriba vertical.
- Longitud total del trampolín es de 14,30 m.

- Cota de vertido al cauce: 660,30 m.s.n.m.
 - Toma de regulación adosada al aliviadero con tres conductos que vierten en el canal de descarga aguas abajo.
3. Conductos de la Toma
- Secciones tipo rectangulares con dimensiones constantes aguas arriba de las compuertas (ancho = 1,40 m; altura = 4,00 m).
 - Aguas abajo de las compuertas, las secciones tienen dos alturas distintas (1,00 m y 3,50 m en los últimos 0,65 m).
 - Solera de los conductos varía según la posición relativa a las compuertas: 662,65 m.s.n.m. antes y 662,70 m.s.n.m. después.
4. Toma y Canal de Descarga
- Dos pilas centrales con paramentos de aguas arriba semicirculares (radio 0,50 m).
 - Compuertas de la toma de dimensiones iguales (1,10 x 1,10 m).
 - Canal de descarga con longitud de 12,55 m, anchura de 7,20 m y sección tipo escalonada.
 - Tres escalones en las cotas 662,374, 661,612 y 660,82 m.s.n.m., con una pendiente constante del 10%.
 - Cota de inicio del canal de descarga: 662,70 m.s.n.m.
 - Cota de vertido al cauce: 660,00 m.s.n.m.
 - Coronación de la toma de regulación a la cota 666,801 m.s.n.m., con la casa de maniobras de las compuertas deslizantes sobre ella.

Tabla 7.- Características azud de derivación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Sobre río Astón
Destino	Derivación del río Astón a la presa de Las Navas
Tipo	Azud con aliviadero de labio fijo
Materiales	Hormigón y mampostería
Taludes del aliviadero	Vertical aguas arriba y taludes 1/1; 4/1 (H/V) aguas abajo
Cota de vertido del aliviadero	665,301 m.s.n.m.
Cota mínima solera de aliviadero	660,30 m.s.n.m.

Cota máxima cimentación aliviadero (aguas arriba)	661,15 m.s.n.m.
Cota mínima cimentación aliviadero	658,00 m.s.n.m.
Longitud de vertido del aliviadero	10,00 m
Longitud del trampolín del aliviadero	16,50 m
Muros laterales aliviadero	De hormigón, anchura 0,90 m y longitudes en planta 16,50 y 12,55 m, izquierda y derecha

Tabla 8.- Características toma de regulación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Adosada y alineada al estribo derecho del aliviadero
Destino	Derivar el río Astón
Nº de desagües y tipologías	3 conductos, regulados por compuertas deslizantes de dimensiones 1,10x1,10 m.
Cota solera de conductos aguas arriba	662,65 m.s.n.m.
Cota solera de conductos aguas abajo	662,70 m.s.n.m.
Canal de descarga	Pendiente uniforme 10%. Tres escalones equidistantes de 0,50 m de altura. Longitud en planta es 12,60 m y anchura 7,20 m.
Cota máxima canal de descarga de toma de regulación	662,70 m.s.n.m.
Cota mínima canal de descarga	660,00 m.s.n.m.
Cota solera Casa de maniobras	666,801 m.s.n.m.

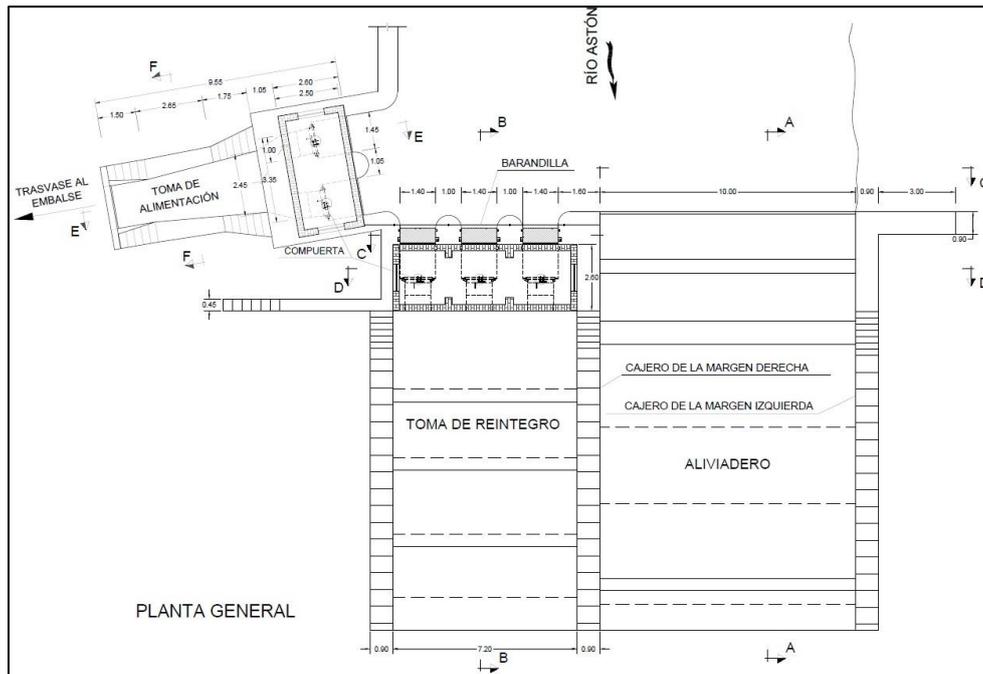


Figura 19.- Planta del azud. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

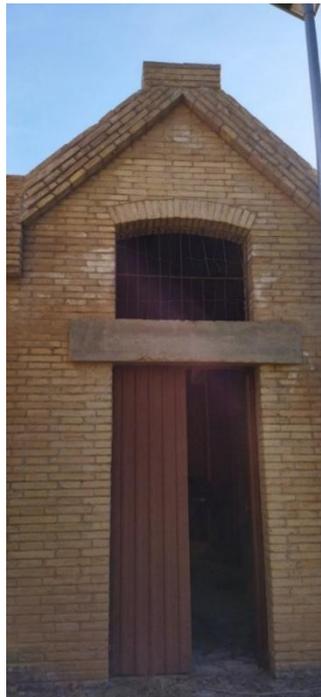


Figura 20.- Edificio de compuertas de derivación hacia el río Astón. Fuente: visita realizada.

4.1.7.- Obra de alimentación o trasvase desde el río Astón

La obra de alimentación a la presa de Las Navas se compone de dos partes: la Toma de Alimentación y el Canal de Alimentación.

1. Toma de Alimentación

- Inicia con un encauzamiento a la cota 663,338 m.s.n.m., con una pendiente constante de 0,003 m/m.
- La solera de aguas arriba de las compuertas está a la cota 663,328 m.s.n.m.
- Conductos de toma con sección rectangular antes y después de las compuertas.
- Sección anterior a las compuertas: anchura 1,45 m y altura 3,30 m.
- Sección posterior a las compuertas con dos subtramos y altura variable.
- Compuesta por una compuerta deslizante en la mitad de los conductos.
- Conductos y pila central cubiertos por una solera de hormigón.
- Casa de maniobras en la cota 666,80 m.s.n.m., de dimensiones exteriores 2,60 m x 4,85 m.

2. Canal de Alimentación

Dividido en tres tramos: encauzamiento, túnel y canal a cielo abierto.

- Encauzamiento de hormigón con sección rectangular, anchura variable decreciente de 2,45 m a 1,70 m, en un primer subtramo de 4,40 m de longitud y un segundo subtramo de longitud 1,50 m y ancho constante (1,70 m). Altura mínima: 2,00 m. Pendiente longitudinal constante (3‰) iniciando a la cota 663,371 m.s.n.m. y terminando a la entrada del túnel a la cota 663,354 m.s.n.m.
- Túnel de mayor longitud (391,01 m) con sección rectangular y parte superior semicircular (radio 0,85 m). Altura en el eje de la galería: 1,90 m; altura de los hastiales rectos: 1,05 m; anchura de la solera: 1,70 m. Solera del túnel a la cota 662,180 m.s.n.m.
- Tercer tramo a cielo abierto con dos subtramos y secciones distintas. Primer subtramo de 40,83 m de longitud con sección trapezoidal, 2,00 m de ancho y altura 1,50 m con taludes de los cajeros 1/10 (H/V), pendiente constante de 0,003 m/m y solera a la cota 662,050 m. Segundo subtramo de 47,00 m de longitud con sección rectangular, 2,00 m de anchura y 0,60 m de altura, pendiente constante de 0,067 m/m, vertiendo directamente al embalse a la cota 658,870 m.

Tabla 9.- Características toma de alimentación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Margen derecha río Astón junto azud de derivación
Destino	Derivación del río Astón al embalse

Tipo	Toma de hormigón
Nº de tomas	2 conductos, regulados por dos compuertas deslizantes (1,10x1,10 m)
Dimensiones de los conductos	Aguas arriba las compuertas los conductos son rectangulares (anchura 1,45 m, altura 3,30 m). Aguas abajo tienen anchura constante 1,00 m, y altura de 1,00 m en los primeros 0,60 m y en los siguientes 0,60 m es 3,30 m
Cota inicio solera	663,338 m.s.n.m.
Cota solera conductos aguas arriba compuertas	663,330 m.s.n.m.
Cota solera conductos aguas abajo compuertas	663,38 m.s.n.m.
Pendiente solera conductos aguas arriba y abajo compuertas	3‰
Encauzamiento hacia el canal de alimentación	Un primer tramo (3,30 m de altura, anchura variable entre 3,35-2,45 m). El segundo tramo (anchura variable entre 2,45-1,60 m). El último tramo anchura 1,60 m. Las longitudes parciales de los tres tramos son 1,05, 4,40 y 1,50
Pendiente encauzamiento	Constante (3‰)

Tabla 10.- Características canal de alimentación. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Situación	Continuación de la toma y termina en el embalse de Las Navas
Destino	Derivación del río Astón al embalse de Las Navas
Tipologías	La sección en túnel es de 1,50 m de anchura y 1,05 m de altura en hastiales con taludes 1/10 (H/V). Altura en clave de 1,90 m. La longitud del tramo en túnel es 391,01 m y la pendiente 3‰. El segundo tramo (cielo abierto) con dos secciones y rasantes distintas. La primera sección es trapecial (2,00 x 1,50 m, taludes 1/10 (H/V)), su longitud es 40,83 m y la pendiente 3‰. La segunda se diferencia en la altura (0,60 m), su longitud es 47,00 m y la pendiente 0,067.
Cota máxima solera del túnel de alimentación	663,354 m.s.n.m.

Cota mínima o de salida del túnel del canal de alimentación	662,18 m.s.n.m.
Cota de vertido al embalse o final de canal de alimentación	658,87 m.s.n.m.

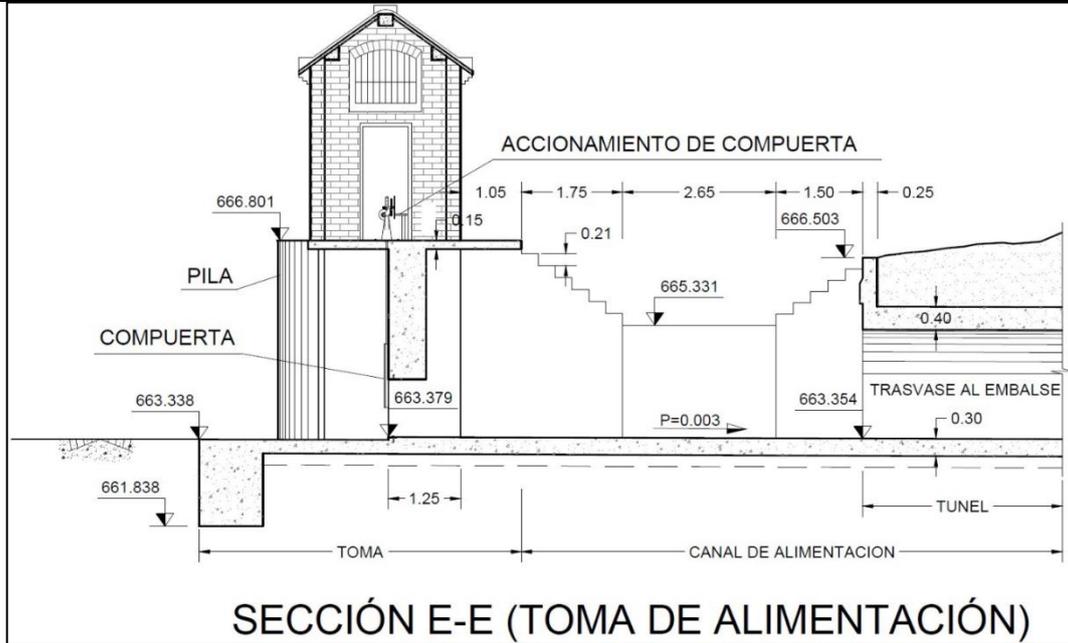


Figura 21.- Sección toma de alimentación. Fuente: Documento XYTZ de la presa de Las Navas (2003).

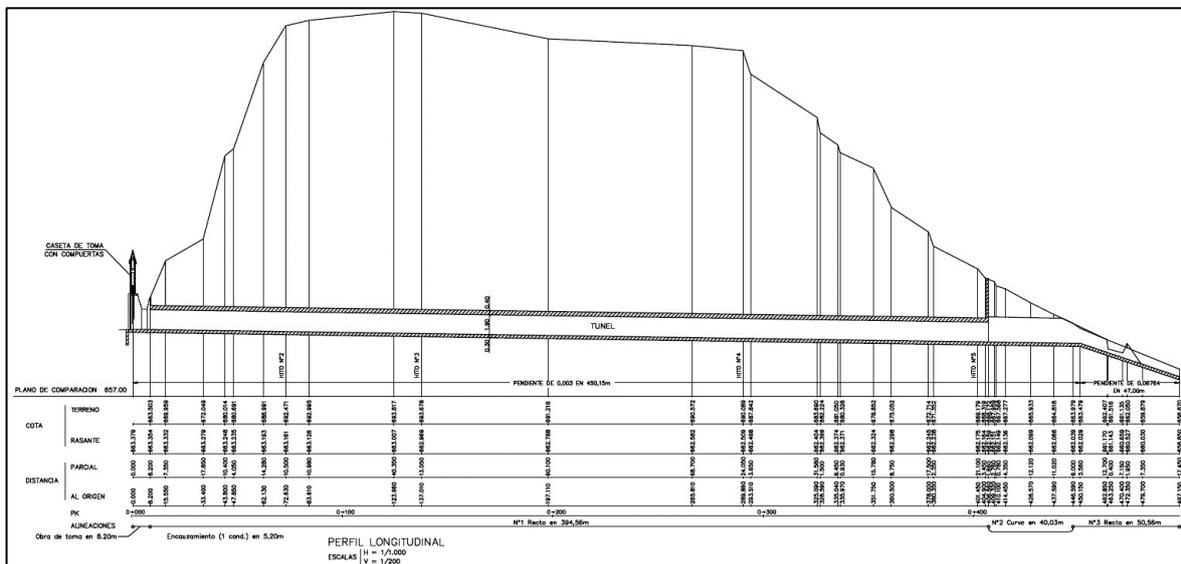


Figura 22.- Túnel y canal toma de alimentación. Fuente: documento XYTZ de la presa de Las Navas (2003).



Figura 23.- Salida de derivación hacia la presa. Fuente: visita realizada.



Figura 24.- Edificio compuertas de derivación hacia el río. Fuente: visita realizada.

4.1.8.- Galerías

La presa no posee galerías longitudinales de inspección.

4.1.9.- Acceso

La ciudad más próxima a la presa de Las Navas es Huesca. Se puede dividir el itinerario Huesca-Las Navas en tres tramos. Un primer tramo es el comprendido entre la ciudad de Huesca y la localidad de Ayerbe. Este tramo se realiza a través de la carretera A-132 y tiene una longitud de 28 km. El segundo tramo es el comprendido entre la localidad de Ayerbe y el cruce con el camino de acceso a la presa de Las Navas a través de la carretera A-1206 (sentido Ayerbe-Loarre). La longitud parcial de este tramo es de 4 km. El tercer tramo es el que enlaza el cruce de la A-1206 con el camino de acceso a la presa de Las Navas a través del camino mencionado. La longitud parcial de este tercer tramo, no asfaltado, es de 3 km. En la mitad del camino del último tramo, hay un desvío que lleva a las obras de derivación situadas en el río Astón, a través de otro camino no asfaltado. Este desvío tiene una longitud de 0,5 km. La coronación de la presa se encuentra a una distancia de 2,0 km, de las instalaciones de derivación. Así pues, la distancia total desde Huesca hasta la presa de Las Navas es de 35,0 km. Desde la coronación, y por el estribo izquierdo, se puede acceder al desagüe de fondo a través de un camino. También se accede a las bermas del paramento de aguas abajo.



Figura 25.- Cruce de la carretera A-132 con la A-1206 en la localidad de Ayerbe. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).



Figura 26.- Tramo de la carretera A-1206 (Ayerbe-Loarre) con el desvío a la derecha hacia presa de las navas. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).



Figura 27.- Camino de acceso a la presa de Las Navas, con el desvío a la izquierda que lleva hasta las obras de derivación en el río Astón. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

4.1.10.- Edificios e instalaciones

- Casa de administración: A unos 60 metros desde el estribo izquierdo, existe un antiguo edificio, en desuso, era la antigua casa de Administración. La documentación de la presa está en el embalse de La Sotonera.



Figura 28.- Antigua casa de administración. Fuente: visita realizada.

- Caseta SAIH: La caseta del SAIH se encuentra en el estribo izquierdo de la presa aguas abajo.



Figura 29.- Caseta del SAIH. Fuente: visita realizada.

- Suministro eléctrico: No hay alumbrado exterior. No hay generador de emergencias, las compuertas son manuales.

4.2.- Análisis cualitativo de la seguridad de la presa

Como se describe anteriormente, la parte cualitativa se realiza a partir de un análisis exhaustivo de la documentación disponible de la presa, una visita a sus instalaciones y una sesión de trabajo de identificación de modos de fallos, que luego son clasificados asignando una categoría a la probabilidad de ocurrencia y una categoría a las consecuencias de fallo. Estas clasificaciones determinan el nivel de riesgo de cada uno. También, se hacen las recomendaciones que se consideren pertinentes.

4.2.1.- Diseño y construcción

Cronología de los proyectos redactados

- En el año 1911, se redactó un presupuesto y su reformado por D. Nicolás Liria y Amor. En estos documentos se evaluaban los gastos para el estudio y redacción de un primer proyecto.
- El 31 de diciembre de 1913 fue redactado el primer proyecto para la construcción por D. Nicolás Liria y Amor.
- El 14 de julio de 1914 fue aprobado ese proyecto.
- En 1913 luego de iniciadas las obras, se vio la necesidad de hacer una serie de modificaciones.
- El 8 de octubre de 1919, se redactó un “Proyecto reformado de las obras de alimentación del Pantano con aguas del río Astón” por D. Nicolás Liria y Amor.
- El 2 de marzo de 1920 fue aprobado el Proyecto modificado.
- El 30 de abril de 1921 se redactó el “Proyecto reformado del dique y aliviadero del pantano”.
- En el año 1926 se redactó el “2º Proyecto reformado adicional del dique y aliviadero del Pantano de Las Navas”.
- En el año 1928, se redactó el proyecto “Pantano de Las Navas. Proyecto reformado del canal de riego”, por D. Federico Jiménez del Yerro.
- En el año 1931, se redactó el “2º Proyecto reformado del canal de riego”, por D. Santos Coarasa Nogués.
- En el año 1932, se redactó otro proyecto complementario a este 2º reformado que se llamó “Proyecto de ampliación de los revestimientos en el Canal de Las Navas” por D. Santos Coarasa Nogués.
- En 1934, se redactó la liquidación del “3er Proyecto reformado del canal de riego” por parte de D. Santos Coarasa Nogués.
- En el año 1941, se redactó, el “Proyecto de Recrecimiento del Pantano de Las Navas”, por D. Rafael Ureña Civeira. Este no se llegó a ejecutar.
- En el año 1942, se redactó el “Proyecto de toma en el río Astón” por parte de D. Emilio Miralles García en el que se obliga a los regantes, en virtud de la Resolución Ministerial de 6 de mayo de 1941 y de la de 15 de junio de 1942, de controlar, en las tomas de sus acequias, el caudal máximo y mínimo, así como el tipo de compuerta a poner.

- En el año 1981, se redactó el proyecto de reparaciones de la presa de Las Navas por D. José Luis Uceda Jimeno y en 1984 el proyecto “Estudio de la situación actual, desde el punto de vista de la seguridad, de la presa de Las Navas” por el mismo autor.
- En agosto de 2017 se iniciaron las: Obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas, en el año hidrológico 2017-2018 finalizaron las obras. Las obras incluyen, según la documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017):
 - *Adecuación del azud de derivación en el río Astón*
 - *Adecuación de las compuertas de derivación y toma en el río Astón*
 - *Relleno de un socavón en el canal de derivación en la zona próxima a la entrega al embalse de Las Navas.*
 - *Adecuación del aliviadero*
 - *Adecuación del paramento de aguas arriba de presa*
 - *Adecuación y duplicación de los desagües de fondo*
 - *Adecuación del paramento de aguas abajo de presa*
 - *Adecuación de accesos a la galería del desagüe de fondo*
 - *Adecuación de accesos a presa y coronación.*

Cronología de la construcción del cuerpo de presa y de sus diferentes elementos

- En el año 1916 iniciaron las obras de construcción de la presa.
- Durante el curso de la ejecución de las diferentes obras que comprendía el proyecto de 1913, se vio la necesidad de hacer una serie de modificaciones al proyecto original “Proyecto del Pantano de Las Navas. Término Municipal de Loarre”, como son las reformas establecidas para la alimentación del pantano con aguas del río Astón, las modificaciones en el dique y en el aliviadero que se indican en los proyectos reformados de 1919 y 1921, respectivamente.
- En 1928, se terminaron las obras correspondientes a la presa propiamente dicha, faltando únicamente por ejecutar el canal de riego o canal de Las Navas, que se empezó a realizar en ese año y se terminó en 1934.

Materiales empleados en la construcción del cuerpo de presa

Los materiales utilizados en la construcción de la presa, se obtuvieron del propio vaso del embalse.

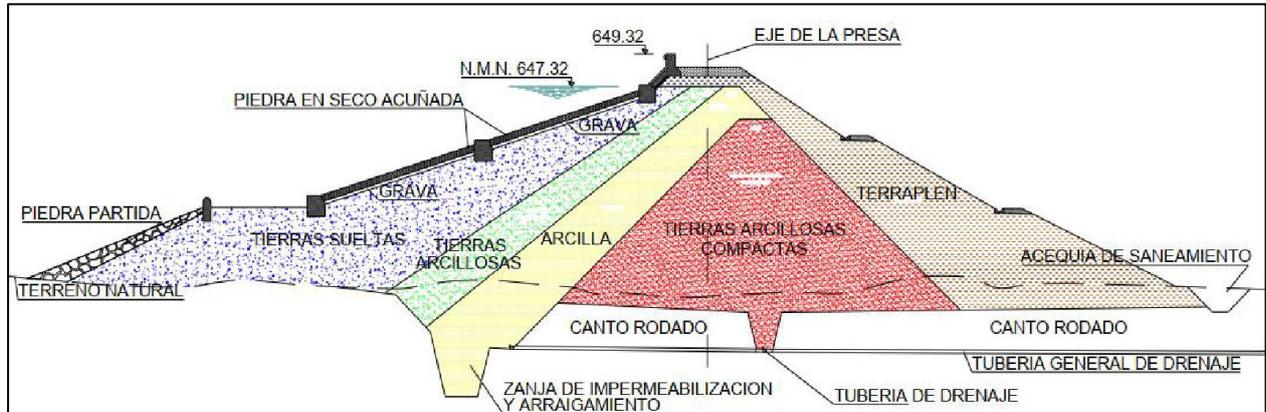


Figura 30.- Sección tipo del cuerpo de presa. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

Las arcillas del núcleo se obtuvieron de las litologías oligo-miocenas arcillosas y que se comportan geotécnicamente como una arcilla de baja plasticidad (CL).

Las litologías necesarias para el terraplenado de los espaldones resistentes, se obtuvieron de las terrazas fluviales existentes en el propio vaso.

Entre las terrazas por su origen pueden diferenciarse dos clases, de depósito y de erosión. En su desarrollo y configuración actual intervienen procesos de relleno y encajamiento, habitualmente fases poligénicas, afectados por factores que vienen determinados tanto por la propia red fluvial como por las áreas drenadas. En Aragón, la formación de terrazas de mayor amplitud corresponde a las márgenes del Ebro, Gállego y sus emisarios. Los materiales detríticos, de utilidad como áridos naturales, contenidos en las terrazas suelen componerse de cantos subredondeados y algo aplanados, polimícticos, con predominio de las litologías resistentes al desgaste (cantos cuarcíticos), heterométricos y englobados en matriz arenosa, arcillosa o limosa.

En el reconocimiento realizado en el vaso y sus inmediaciones, se localizó una gravera en explotación (graveras "Las Planetas"), que se ubica por encima del estribo derecho del cuerpo de presa.



Figura 31.- Detalle de la ubicación de la gravera y su acceso. Fuente: visita realizada a la presa.



Figura 32.- Detalle de la ubicación de la gravera y su acceso. Fuente: visita realizada a la presa.

Se aprecia un depósito granular de varios metros de potencia, al menos 4 y con una considerable extensión lateral.



Figura 33.- Gravera. Fuente: visita realizada a la presa.

Se tomó una muestra para un reconocimiento de sus características:

Se trata de una grava arenosa, con cantos calizos y cuarcíticos subredondeados. El tamaño máximo es de 20-25 cm. El porcentaje de fino (pasa por el tamiz 0,063 mm) es claramente menor al 5% y se comportan como NO PLÁSTICOS.

La muestra se puede clasificar como GW-GP Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS (Unified Soil Classification System (USCS))



Figura 34.- Material gravera. Fuente: visita realizada a la presa.



Figura 35.- Material gravera. Fuente: visita realizada a la presa.

Este material es considerado APTO para su uso como terraplenes en caminos y carreteras y, por supuesto, para los espaldones del cuerpo de la presa de Las Navas.

Proyectos complementarios

- Obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas

Debido al deterioro paulatino que fue sufriendo a lo largo de la vida operacional de la presa (toma-desagüe de fondo, paramento de aguas arriba, azud de derivación y tomas de derivación) y a unas avenidas ocurridas en el otoño del año 2016. Como consecuencia de esas avenidas, se detectó la rotura de uno de los paños del aliviadero de la presa, debido a un socavón del cemento en la margen izquierda de este. Se procedió a limpiar el canal de descarga y su cuenco para poder estimar los daños producidos, concluyéndose que la socavación alcanzó la solera del aliviadero aguas abajo del embalse y que el canal de descarga había sufrido daños significativos en las losas que conforman sus cajeros, en ambas márgenes. A raíz de esto, se limitó el llenado del embalse hasta una cota que no superara la de la solera del aliviadero.



Figura 36.- Socavón en cemento y en el labio del aliviadero. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).

Debido a lo antes expuesto, fue necesario bajar el nivel del embalse y al hacerlo, se detectó que el desagüe de fondo (y toma) de la presa estaba muy averiado y no funcionaba adecuadamente. El motivo era que consistía en una tubería de diámetro 400 mm, con un único cierre, de operación manual. Ante el eventual escenario de sobrepasar la cota a la que se

limitó el llenado, no hubiese sido posible desaguar en condiciones de seguridad por el desagüe de fondo, por lo que fue absolutamente necesario su adecuación.



Figura 37.- Válvula y conducción del desagüe de fondo. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).

El azud del río Astón, donde está ubicado el canal de alimentación del embalse se encontraba lleno de vegetación y acumulación de material arrastrado por el río. Además, las compuertas de la instalación, tres aguas abajo del azud y dos para el canal alimentador del embalse, se encontraban inoperativas, por lo que no se podía realizar la maniobra de regulación y control de los caudales con los que se alimenta. Además de ello, se pudo observar que había diversos tramos del canal alimentador, absolutamente socavados con losas de soleras totalmente hundidas y en algunos casos absolutamente fracturadas. Estos tramos estaban localizados cercanos a la entrega.

Este conjunto de incidencias, graves cada una por si sola, hacían que la presa de Las Navas estuviese en una situación de inseguridad grave, que fue necesario reparar con urgencia, debido a que es una presa de categoría B según riesgo de rotura. A raíz de esto se realizaron las obras de emergencia en la presa durante el otoño y principios de invierno de 2017 que han tenido dos vertientes, de acuerdo con la documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017):

1. *Hacer las reparaciones necesarias para dejar en perfecto estado todos los elementos de la presa que con el paso del tiempo han ido deteriorándose.*
 - a. *Adecuación del azud de derivación en el río Astón*

El cauce aguas arriba del azud estaba colmado de vegetación, maleza y árboles que disminuían en gran proporción su capacidad de vertido. Se realizó un desbroce y limpieza total del cauce, dejando el aliviadero del azud completamente funcional. La limpieza se hizo de acuerdo con

las prescripciones dictadas por la “Policía de cauces de la Comisaría de Aguas de la Confederación Hidrográfica del Ebro”.

b. Adecuación de las compuertas de derivación y toma en el río Astón

Las compuertas de derivación y tomas fueron reparadas, tanto sus tableros, como sus mecanismos de elevación. Por un lado, los tableros fueron desmontados, se cambió la goma de cierre y se pintaron completamente. Además de ello, se limpió la ranura de la ataguía y se descubrió y limpió la vigueta de apoyo para el cierre en solera. Los mecanismos de izado en las casetas de válvulas fueron engrasados y reparados en todas las compuertas, excepto en la compuerta de derivación más a la izquierda en el cauce del Astón, debido a que no fue posible su reparación y fue necesario su sustitución.

c. Obras varias en el azud de derivación

Se colocó iluminación en la zona de casetas de válvulas y compuertas, mediante una luminaria en poste alimentada por energía solar. Se pintaron las puertas de acceso y se colocó en la plataforma de acceso de vehículos una capa de zahorra natural.

d. Relleno de un socavón en el canal de derivación en la zona próxima a la entrega al embalse de Las Navas

El canal de alimentación fue reparado en la zona donde se hundió la solera, cercana al embalse, mediante el relleno con material resultante de la demolición del aliviadero. Se optó por dejar la solera vista con el relleno, antes que construir una nueva losa, dado que no existen problemas de capacidad hidráulica puesto que el caudal trasvasado es mínimo y esta solución resultó ser mucho más económica y flexible mecánicamente.

e. Adecuación del aliviadero

Se demolieron aproximadamente 2,5 m de la margen derecha del labio de vertido. Se reconstruyó nuevamente con hormigón ligeramente armado, con las mismas dimensiones, tanto en planta como alzado, incluyendo el perfil de vertido. Para reparar el descalce producido en el estribo derecho del aliviadero, se realizó un profundo saneamiento y luego rellenado con hormigón. Para evitar nuevas socavaciones, se realizó un muro de pie de talud. El muro de hormigón armado con una malla, apoyado en una zapata armada y su trasdós

apoyado contra el talud. La altura máxima varía de 1,50 m y 1,00 m y su longitud es de 10,00 m. También, se sellaron todas las grietas mediante una resina epoxi. Finalmente, se pintó toda la estructura con pintura acrílica anti-carbonatación.

Con respecto a la solera del canal de descarga, se demolió la zona aledaña a la margen derecha del labio de vertido, afectada por la socavación mencionada, llevando los residuos a la zona del canal de entrega a la balsa del canal de alimentación. También, fue necesario sanear, en algunas zonas de la solera, retirando todos los limos hasta alcanzar el sustrato arcilloso competente. En ambas zonas de solera, la demolida y la saneada fue necesario disponer un hormigón HNE-15 para nivelar, sobre las demás losas de solera, se realizó una limpieza con chorro de agua. Sobre la superficie total de solera, se colocaron las nuevas losas de 20 cm de espesor de hormigón HA-25, con una malla $\varnothing 12$ mm cada 0,20 m. Se realizaron las juntas de hormigonado necesarias, que luego fueron selladas. En cuanto a las losas que componen los cajeros del canal de descarga, se construyeron sobre el talud con hormigón de limpieza HNE-15. Las losas tienen un espesor variable en función de la altura, el mínimo es de 20 cm y, al igual que la solera, se construyeron con hormigón HM-25 ligeramente armado mediante una malla $\varnothing 12$ mm cada 0,20 m.

f. Adecuación del paramento de aguas arriba de presa

El paramento de aguas arriba de presa tiene un enlosado a base de escollera areniscosa tableada colocada sobre el relleno del cuerpo de presa. A través de los años de vida de la presa, algunas losas se movieron debido al oleaje. Se delimitaron todas las losas movidas y todos los huecos fueron reparadas mediante un mortero de hormigón entre las juntas y rellenados los huecos. Para ello se utilizó hormigón HNE-15.

En ambas márgenes del embalse, próximo a la coronación de la presa, se realizó en su día un muro de gaviones para proteger frente a la erosión producida por el oleaje, sobre cimentación corrida de hormigón. La propia acción del oleaje, a través de los años, descalzó estas zapatas y movilizó los muros de gaviones. Esa vez, las zapatas de los muros de gaviones fueron sustituidas, básicamente, en cotas situadas aproximadamente por arriba o por debajo del N.M.N. de la presa. El procedimiento de reparación consistió en hormigonar correctamente las zapatas. En cuanto a los muros, se hormigón de nuevo la zapata con hormigón en masa HNE-15.

g. Adecuación y duplicación de los desagües de fondo

La actuación consistió en la adecuación y duplicación de los desagües de fondo. Adecuación, debido al estado en que estaba el desagüe de fondo y duplicación, para cumplir con lo establecido en el RTSPE (1996), vigente en la época, para presas de categoría B.

Para la adecuación del desagüe de fondo y toma es necesario el vaciado del embalse y, para ello, solicitaron informe a la “Dirección General de Gestión Forestal, Caza y Pesca del Departamento de Desarrollo Rural y Sostenibilidad del Gobierno de Aragón” el 3 de octubre de 2017 y el 19 del mismo mes, dicho organismo informó satisfactoriamente, con una serie de condiciones para llevarlo a cabo, concernientes a la protección de la fauna alóctona y autóctona y al caudal ecológico, que fueron respetadas en todo momento durante la operación. Una vez iniciado el vaciado, se observó que existía un nivel de tarquines de más de 4 m sobre el lecho del embalse.

Debido al hecho de no poder llegar al inicio de la galería de desagüe por los lodos, se optó por parar el vaciado y realizar una ataguía con material de aportación, que apoyado directamente sobre los lodos cerraba la toma del desagüe de fondo en el embalse.



Figura 38.- Ataguía creada para la excavación y nueva toma. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).

De esa manera se logró, por un lado, trabajar en seco en la zona del desagüe y no vaciar completamente el embalse, lo que resultó de manera positiva en cuanto al efecto medioambiental sobre la fauna. Una vez finalizada la ataguía se vaciaron los lodos del espacio interior, descubriendo las aletas que protegen la toma del derrame de relleno del paramento de aguas arriba de presa. Se colocó una embocadura por encima del nivel de lodos. Esta

consiste en una pieza metálica con dimensiones exteriores en planta 1,80 x 1,00 m y una altura de 7 m. Dado que esa altura era muy grande, se recortó hasta tener una altura de 4,32 m, aproximadamente 1 m sobre el nivel máximo de lodos. El espesor de la chapa es de 10 mm, por lo que las dimensiones interiores son de 1,78 x 0,98 m. Sobre ella se sitúa una estructura de reja formada por pletinas de 50 mm y 10 mm de espesor, separadas cada 85 mm. Las dimensiones de la estructura de toma son 1.836 x 0,986 m en planta, con una altura de 0,77 m.

Esa embocadura se ancló a la galería de desagüe bajo el cuerpo de presa. Esa es una galería de arco de medio punto cuyas dimensiones son 1,80 x 1,00 m, la longitud total es 51,00 m, según los planos del documento XYZT de la presa. La torre metálica se cerró herméticamente sobre la solera y aletas de la obra de toma de la galería, quedando un conducto de gran superficie formado por ambas hasta el eje de presa. En el tapón para aislar la galería aguas abajo, se realizaron orificios para las embocaduras de las nuevas tuberías del desagüe de fondo de diámetro interior 300 mm, de acero inoxidable. Una de ellas emboca por encima de la otra, mediante un codo-contra-codo casi vertical se coloca horizontal y se colocó inmediatamente una válvula de compuerta de seguridad de 300 mm de husillo manual. El segundo desagüe emboca por debajo del anterior y, en este caso, mediante codo-contra-codo, pero totalmente horizontal, se coloca en una alineación paralela al anterior y se colocó también, el mismo tipo de válvula de husillo. En ambos conductos, tras la válvula de husillo se dispone una ventosa con un cierre mediante una llave de bola. En ambos circuitos se tiene un baipás a la válvula de compuerta principal, de diámetro 80 mm y controlado por dos válvulas de compuerta de husillo exterior de diámetro nominal 80 mm. Todos los mecanismos poseen un timbraje PN10.

Al salir de la cámara de válvulas, hay otro codo-contra-codo en ambos circuitos, quedando las dos tuberías en la galería en un cajeadado en solera de un ancho de 0,70 m. Después, en línea recta con una longitud de 22 m, atraviesa toda la galería.

Al salir de la galería existen, en una caseta, las válvulas de control. Para ello se tiene, también, un codo-contra-codo, para tener la separación suficiente para colocar bridas a las válvulas. Con el diseño inverso codo-contra-codos se sale desde la caseta de válvulas y luego de 3,7 m culmina mediante codos verticales en la arqueta de desagüe.

Como actuaciones complementarias, se realizó una caseta en el paramento de aguas abajo de presa con bloques prefabricados de hormigón, cuyas dimensiones son 1,80 x 2,50 m, en planta, acceso desde el exterior por un lateral y directo a la galería de desagüe. En toda la galería y caseta las conducciones y mecanismos se protegieron mediante trámex metálico. En la galería dispone de un polipasto para las maniobras necesarias de explotación y mantenimiento. Por último, se acondicionaron las compuertas y los paramentos en la arqueta de desagüe.

Producto de esta modificación fue necesario calcular nuevamente la capacidad del desagüe de fondo. El Apéndice A. Tablas, se muestra el resultado de dichos cálculos.

h. Adecuación del paramento de aguas abajo de presa

Se cortó la vegetación en el paramento aguas abajo de la presa, para luego retirar los arbustos y árboles incipientes que existían. Además, se arreglaron las dos cunetas de las bermas. Para ello, se demolió aquellos tramos que estaban en malas condiciones y se han vuelto a construir con la misma sección, utilizando hormigón en masa HNE-15. A ambas cunetas se les dotó de un desagüe franco que evita el desagüe por el pie de talud.

i. Adecuación de accesos

Adecuación de acceso a caseta de válvulas en pie de talud aguas abajo

Se realizó un acceso en tierras, por la margen derecha de la presa, a la caseta de válvulas situada en la salida de la galería en el pie de presa. Se realizó con una pendiente uniforme, aproximadamente del 10%, con una longitud de 72,30 m, mediante zahorras artificiales con un ancho de 5 m. En el pie de presa, a la izquierda de la caseta de válvulas se acondicionó una explanada rectangular de unos 15,00 x 20,00 m. Se utilizó una capa de zahorra natural de 15,00 cm de espesor.

Adecuación de coronación de presa

En toda la longitud de la coronación de la presa, alrededor de 305,00 m, se realizó una capa de zahorra artificial de unos 15,00 cm de espesor. Para ello, fue necesario un escarificado previo.

Adecuación de camino de acceso a presa

Se acondicionó el camino de acceso a presa en un total de 268,50 m, con un ancho medio de 4,00 m. Se colocó una capa de unos 15 cm de zahorra artificial en toda su ancho.

2. Adecuar la presa al Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.

Se colocaron elementos para llevar el control topográfico de la presa. Se construyeron 3 bases fijas para estacionamiento de la estación topográfica de lectura, hecha en acero inoxidable. Constan de un sistema de centrado, placa base y tapa de protección contra vandalismo. Se colocaron sobre un pilar cilíndrico de hormigón armado y zapata anclada al terreno. Además de ello, se instalaron quince bases fijas para puntería de línea de colimación, sobre dado de hormigón firmemente anclado al terreno natural.

Se tiene un maletín como sala de emergencia móvil, que alberga en su interior todo lo necesario para poder monitorizar y llevar la ejecución de un plan de emergencia.



Sala de emergencia móvil de Las Navas



Figura 39.- Maletín para la activación del Plan de Emergencia. Fuente: documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017).

De acuerdo con la documentación final, obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas (2017), los recursos y servicios que ofrece son equivalentes a los de una sala de emergencia convencional:

- *Monitorización remota de sirenas, estaciones meteorológicas y otros sensores*
- *Activación de sirenas*
- *Visualización de históricos*
- *Comunicación telefónica, por e-mail o SMS con los entes y personas establecidos en el PEP*
- *Trazabilidad de la ejecución del plan*

Está dotado de:

- *Radio PMR para comunicación con las sirenas (antena y cable incluidos)*
- *Router 3G para comunicación con las sirenas (antena y cable incluidos)*
- *Terminal VSAT para comunicaciones orales, envío de e-mails y SMS*
- *Teléfono*
- *Alimentación a 220V o mediante conector de encendedor de un vehículo*

Con este maletín se conseguiría tener comunicaciones con los entes y personas establecidos en el plan de emergencia (voz, SMS, e-mails, ...), se podría activar y monitorizar los sistemas de aviso acústico por vía de comunicación principal y vía redundante.

4.2.2.- Estado del cuerpo de presa

Para la elaboración de este apartado se utiliza como referencia el Informe Anual de Inspección y Auscultación de la Presa de Las Navas Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (TYPASA), contrastando la información con lo observado durante la visita realizada en enero de 2024.

- **Coronación**

En la visita a la presa, el camino sobre coronación estaba desbrozado y con posibilidad de circular por él. El encargado comenta que, habitualmente, está lleno de hierbas y arbustos ya que los regantes, encargados del mantenimiento de las instalaciones, no realizan sus funciones.



Figura 40.- Coronación de la presa, vista desde el estribo izquierdo. En el centro de la fotografía se ve la caseta del limnógrafo. Fuente: visita realizada.

- Estado estribo derecho

En el estribo derecho se aprecian gaviones rotos y una acumulación de madera de deriva.



Figura 41.- Estribo derecho. Fuente: visita realizada.



Figura 42.- Gaviones rotos junto al estribo derecho. Los regantes (son los encargados del mantenimiento de la presa) los rompieron en algún momento para acceder al paramento de aguas arriba. Fuente: visita realizada.

- Estado estribo izquierdo

No hay filtraciones por el estribo izquierdo. Los gaviones también están dañados y parcialmente volcados en un extremo.



Figura 43.- Estribo izquierdo y detalle de los gaviones parcialmente volcados en su extremo. Fuente: visita realizada.

- Paramento aguas abajo

El paramento presenta abundante vegetación herbácea y no se ven indicios de filtraciones.



Figura 44.- Estado del paramento de aguas abajo. Fuente: visita realizada.



Figura 45.- Estado del paramento de aguas abajo. Se aprecia una canaleta para recoger las filtraciones. Fuente: visita realizada.

- Paramento aguas arriba

El enlosado visible con el nivel de embalse al momento de la visita está en buen estado. Se reparó una sección de unos 10 metros de longitud en su parte central, rellenando con hormigón una zona hundida. La reparación se hizo con cargo y personal de la CHE, ya que la zona hundida del paramento fue detectada en una de las visitas (unas tres al año) que hace el encargado, sin haber sido reportada ni reparada por los regantes.



Figura 46.- Estado del paramento de aguas arriba. Fuente: visita realizada.



Figura 47.- Zona reparada en el 2022. Fuente: visita realizada.

4.2.3.- Situación geológica, geotécnica y sísmica

Desde el embalse de La Peña hasta los Mallos de Riglos, el río Gállego corta las series mesozoicas y terciarias de las Sierras Exteriores pirenaicas, adoptando la dirección Norte-Sur que mantiene hasta su desembocadura. En las areniscas y lutitas terciarias de la Depresión del Ebro tiene morfología meandriforme y encajada. Con sectores sinuosos y otros rectos, como el que conduce al embalse de Ardisa. El embalse de Las Navas también se encuentra dentro de estas formaciones.

Los materiales más recientes son los depósitos cuaternarios, que alcanzan su mayor importancia cuando el río ha atravesado las Sierras Exteriores. La Cuenca del Ebro está compuesta esencialmente por materiales terciarios miocenos. De acuerdo con García-Sansegundo et al. (2009), en la vertiente meridional de las Sierras Exteriores afloran materiales terciarios más modernos que corresponden a la Fm Uncastillo de Soler et al. (1970). Se trata de una serie de abanicos aluviales que, en sus partes proximales, presentan unidades conglomeráticas que se disponen en “onlap” sobre el borde sur de las Sierras Exteriores. Esta unidad es sintectónica con la mayoría de las estructuras observables en dichas sierras. Los conglomerados, hacia el Sur, se convierten en facies distales de areniscas y lutitas.

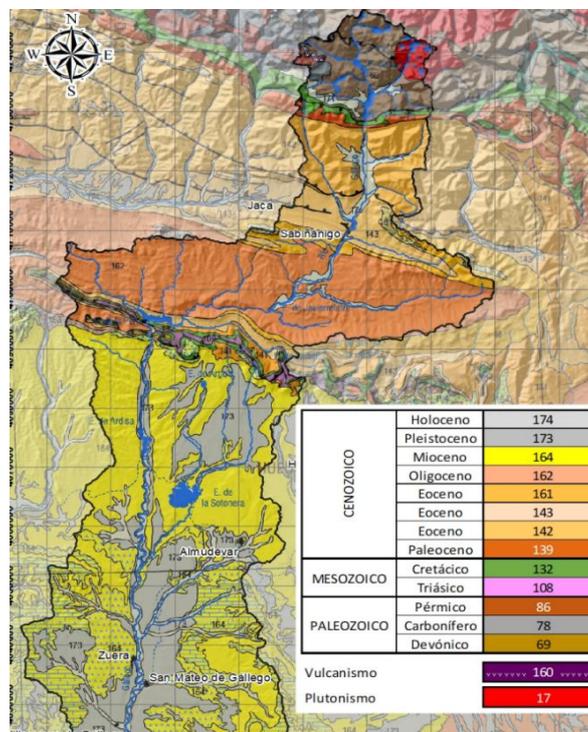


Figura 48.- Plano geológico general. Fuente: Marqués, Luis Ángel. Alteraciones hidrogeomorfológicas en el Bajo Gállego.

2018. Tesis Doctoral Universidad de Zaragoza.

- Geología del vaso

El vaso está constituido por arcillas terciarias sobre las que aparecen niveles más modernos. El sustrato arcilloso es impermeable y, según la información disponible, adecuado, como elemento portante, para la tipología de la presa construida.

- Geología de la cerrada

Las litologías de la cerrada de la presa de Las Navas están constituidas por una alternancia de arcillas margosas-margas y limolitas duras con intercalaciones de paleocanales de areniscas con ocasionales niveles basales de microconglomerados. La potencia de los estratos está entre 0,5 y 4 metros.

Las capas presentan una estructura subhorizontal con una tendencia a buzard ligeramente hacia el sur con valores que no superan los 5°.

La presa se apoya sobre las arcillas terciarias, al haberse eliminado el material cuaternario suprayacente. El comportamiento del cimiento parece haber sido adecuado. En el perfil geológico que Hidralab-Cygsa ha dibujado, se aprecia el apoyo uniforme del cuerpo de presa y como el núcleo impermeable se encaja más profundamente dentro del sustrato argilítico.

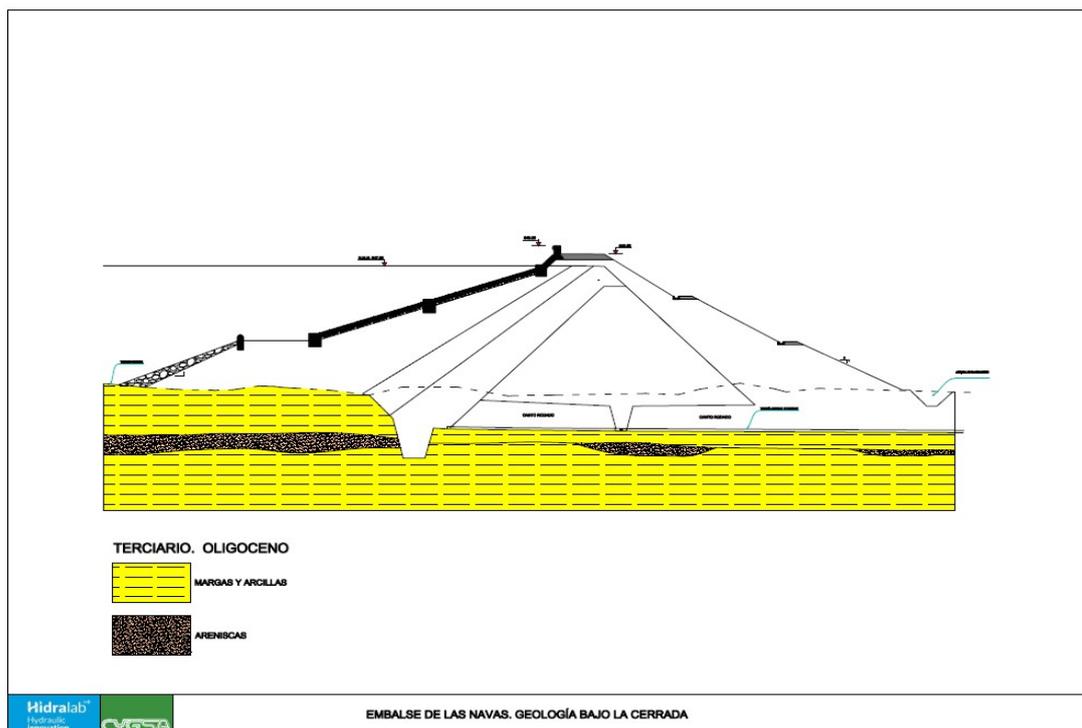


Figura 49.- Geología bajo la cerrada. Fuente: Hidralab-Cygsa.

- Sísmica

Según los criterios actuales de la futura Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-23 y los actuales mapas sísmicos de peligrosidad, la aceleración básica es de 0,05 g.

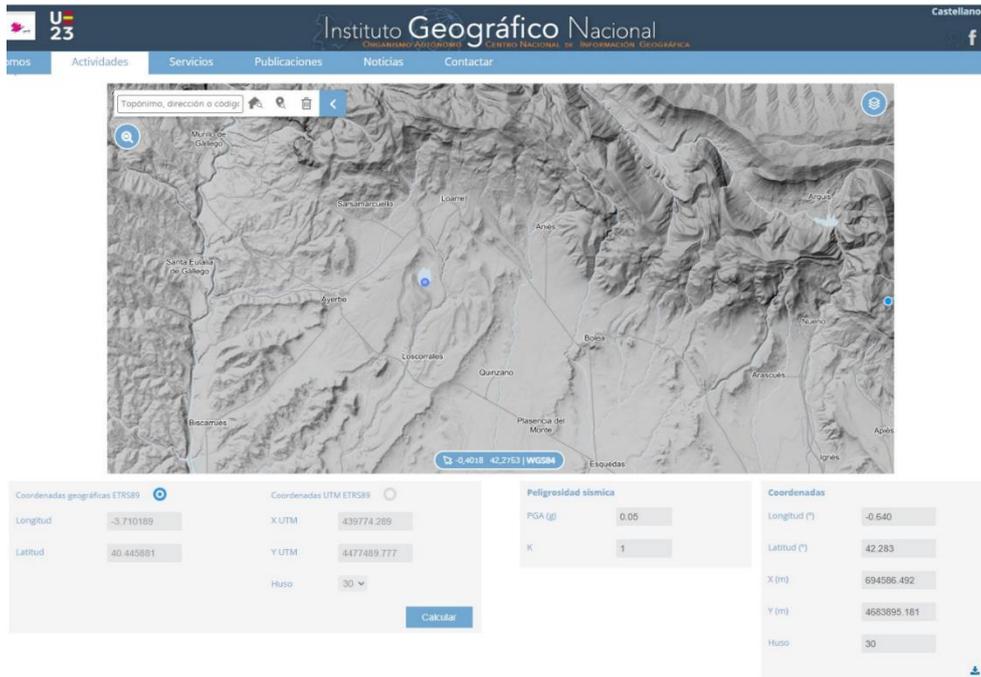


Figura 50.- Peligrosidad sísmica. Fuente: IGN.

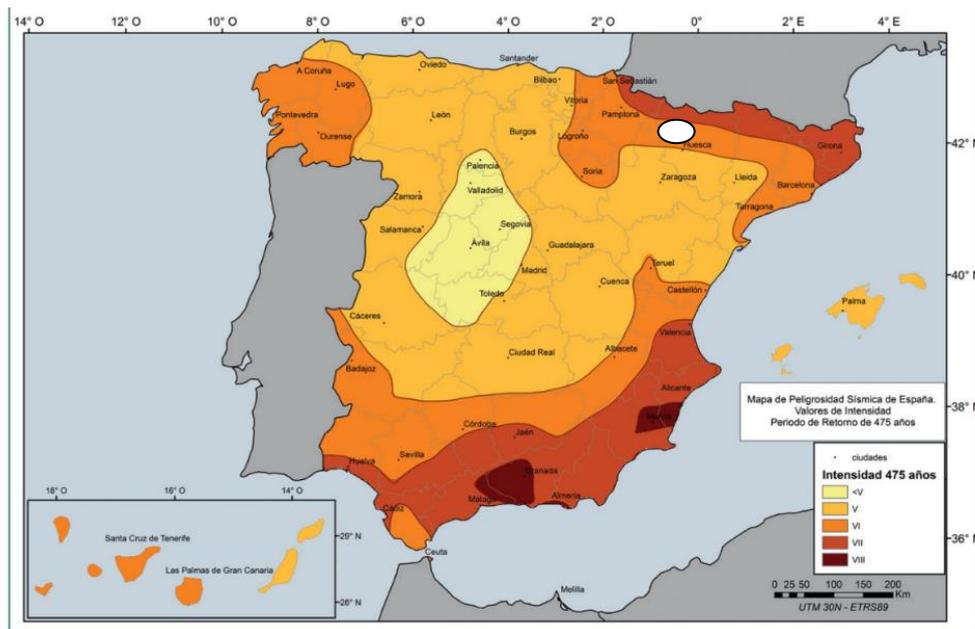


Figura 51.- Mapa peligrosidad sísmica de España con ubicación aproximada de la presa. Valores de intensidad. Fuente: IGN.

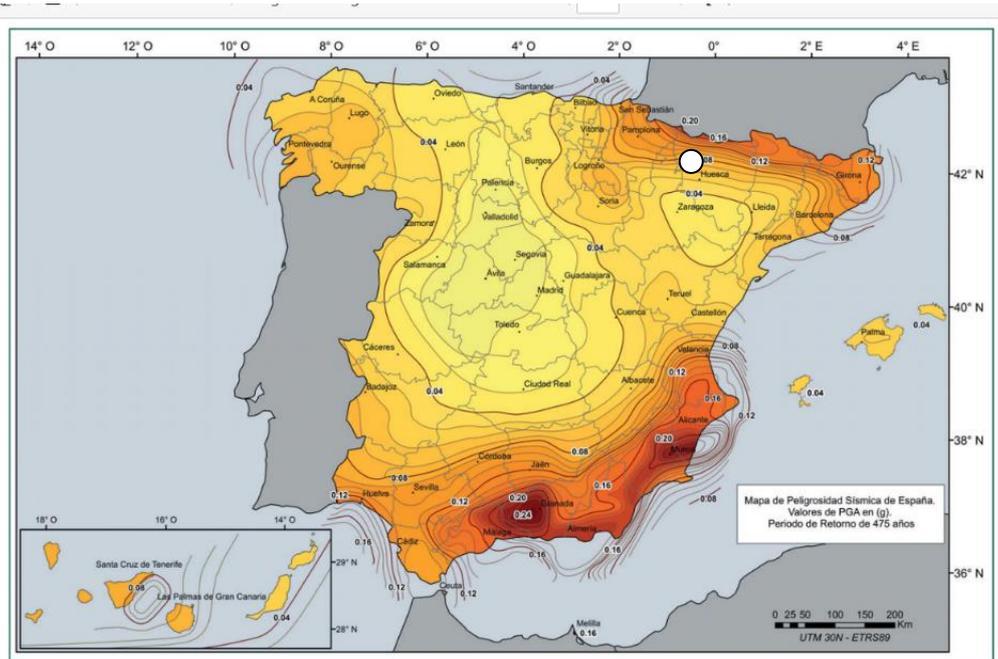


Figura 52.- Mapa peligrosidad sísmica de España con ubicación aproximada de la presa. Valores de PGA. Fuente: IGN.

4.2.4.- Estabilidad estructural

En la primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa comentan que “el análisis del comportamiento real de la presa, durante casi un siglo de explotación, conduce a establecer la inexistencia de síntomas de seguridad, en cuanto a lo que se refiere a la seguridad estructural de la presa. No hay modelizaciones realizadas al proyecto base ni a los proyectos reformados, debido a la antigüedad de estos”.

Concluyen que “la información disponible acerca de la seguridad estructural, la inspección detallada realizada, la caracterización geológica, geotécnica, ponen de manifiesto la no existencia de síntomas de falta de seguridad estructural, en relación con lo establecido en el Reglamento Técnico”.

4.2.5.- Sistema de auscultación

Para la elaboración de este apartado se utiliza como referencia el Informe Anual de Inspección y Auscultación de la Presa de Las Navas Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (TYPASA), así como la plataforma disponible de la Confederación Hidrográfica del Ebro, Geiser. La presa de Las Navas dispone de la siguiente instrumentación para el seguimiento de la auscultación:

Tabla 11.- Resumen sistema de auscultación. Fuente: elaboración propia.

Medición	Cantidad	Estado
Nivel embalse	2 (automático y manual)	Operativos
Control meteorológico	1 (pluviómetro)	Operativo (aparentemente)
Movimientos horizontales mediante triangulación geodésica	12 puntos de puntería 3 bases fijas	Operativos
Movimientos verticales mediante nivelación	13 bases para nivelación 3 bases fijas	Operativos

- **Variables exteriores**

a) Nivel del embalse

El control del nivel de embalse se lleva a cabo de forma automática, a través de un limnómetro, de la marca RITTMEYER, situado en una pequeña caseta prefabricada adosada al paramento de aguas arriba, en la coronación de la presa, aproximadamente a 80 m del estribo izquierdo. Además, se puede controlar el nivel de embalse de forma visual, mediante una escala de hormigón próxima a la caseta en la coronación de la presa.

b) Control meteorológico

El control meteorológico se reduce al control de las precipitaciones. Las precipitaciones se controlan de forma automática mediante un pluviómetro situado en un recinto cerrado con valla metálica, junto a la caseta del SAIH, situada en la margen izquierda de la cerrada. Los datos obtenidos, tanto del nivel de embalse como de las precipitaciones, se derivan a la estación (E039), próxima al estribo izquierdo, y de ésta a la CHE a través del sistema SAIH.

c) De naturaleza deformacional. Control de movimientos horizontales absolutos mediante triangulación geodésica

Para determinar los desplazamientos horizontales absolutos de la presa existen:

- 12 puntos de puntería para triangulación geodésica que están situados en el borde aguas arriba de la coronación.
- 3 bases fijas en zonas que se consideran, en lo posible, fuera del campo de influencia de los movimientos de la presa (ambos estribos).

d) De naturaleza deformacional. Control de movimientos verticales mediante nivelación

Para determinar los desplazamientos verticales absolutos de la presa existen:

- 13 bases para nivelación, en el interior de arquetas metálicas enrasadas con la superficie de coronación.
- 3 bases fijas, empotradas en muros o dados de hormigón en zonas que se consideran, en lo posible, fuera del campo de influencia de los movimientos de la presa (ambos estribos).

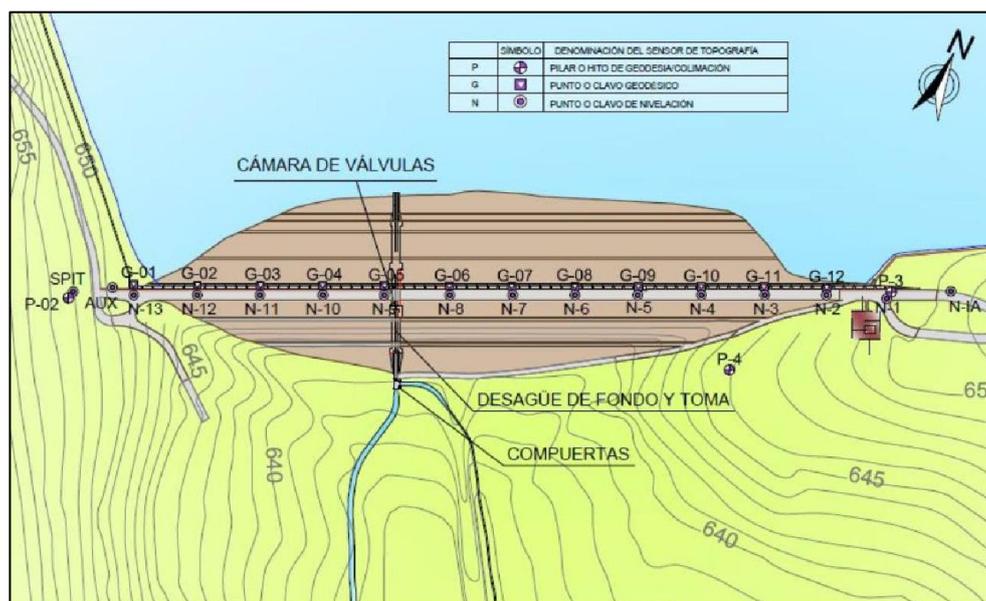


Figura 53.- Ubicación de los puntos geodésicos y clavos de nivelación en coronación. Fuente: Geiser.

- Análisis de las variables exteriores
 - Nivel de embalse

La evolución del nivel de embalse presenta un comportamiento que difiere de unos años a otros. El embalse de Las Navas no se encuentra en el propio río Astón, sino en el barranco de Las Navas, por lo que la cuenca de aportación del embalse es reducida, siendo la aportación principal al embalse el agua servida por el canal de derivación.

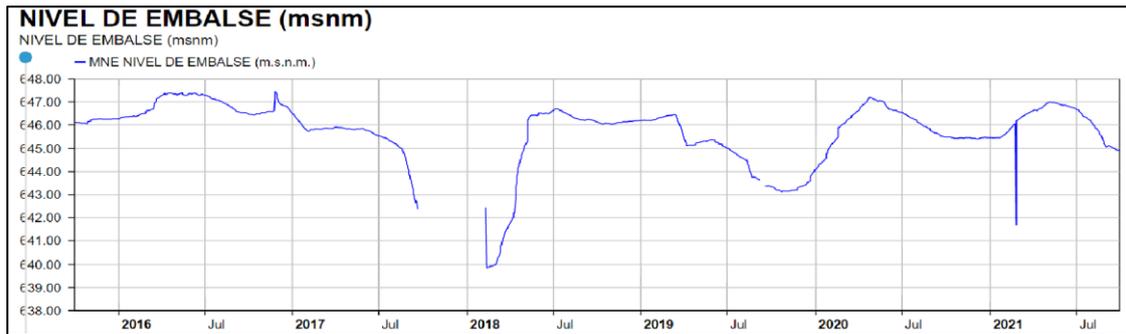


Figura 54.- Histórico del nivel de embalse. Fuente: Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Typsa, 2022).

En la siguiente tabla se presentan los niveles de embalse máximos, mínimos y variaciones máximas, correspondientes a los años hidrológicos de 2015-2016 a 2020-2021.

Tabla 12.- Resumen comparativo del nivel de embalse en los distintos años hidrológicos analizados. Fuente: Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Typsa, 2022).

Resumen comparativo de la variable exterior: nivel de embalse. Período: 10/2015 – 09/2021			
Año hidrológico	Máximo N.E. (m.s.n.m/día)	Mínimo N.E. (m.s.n.m/día)	Variación Máxima (m/año)
2015-2016	647,41 (12/05/2016)	646,07 (25/10/2015)	1,34
2016-2017	647,45 (25/11/2016)	642,33 (19/09/2017)	5,12
2017-2018	646,71 (08/07/2018)	639,85 (10/02/2018)	6,86
2018-2019	646,45 (08-14/03/2019)	643,34 (30/09/2019)	3,11
2019-2020	647,21 (23/04/2020)	643,11 (22/10/2019)	4,10
2020-2021	647,00 (05/05/2021)	641,69 (24/02/2021)	5,31
Período	647,45 (25/11/2016)	639,85 (10/02/2018)	6,86 (2017-2018)

En 2023, el embalse llegó a mínimos por debajo de la cota 643,50 m.s.n.m.



Figura 55.- Histórico del nivel de embalse. Fuente: Geiser.

- Análisis de las variables de control deformacional
 - Geodesia, colimación y nivelación topográfica

Se aprecian izamientos milimétricos en las lecturas de primavera-verano y asientos en las de invierno. Existen dos lecturas con asientos elevados en la base del estribo derecho, pero se ha recuperado en la última lectura.

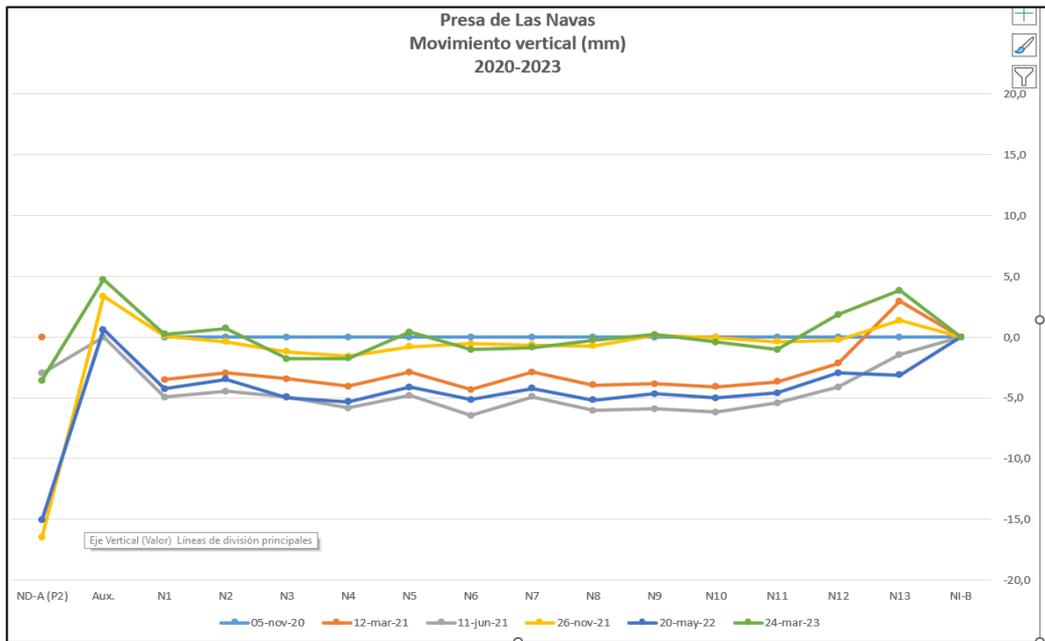


Figura 56.- Datos nivelación periodo 2020-2023. Fuente: Geiser.

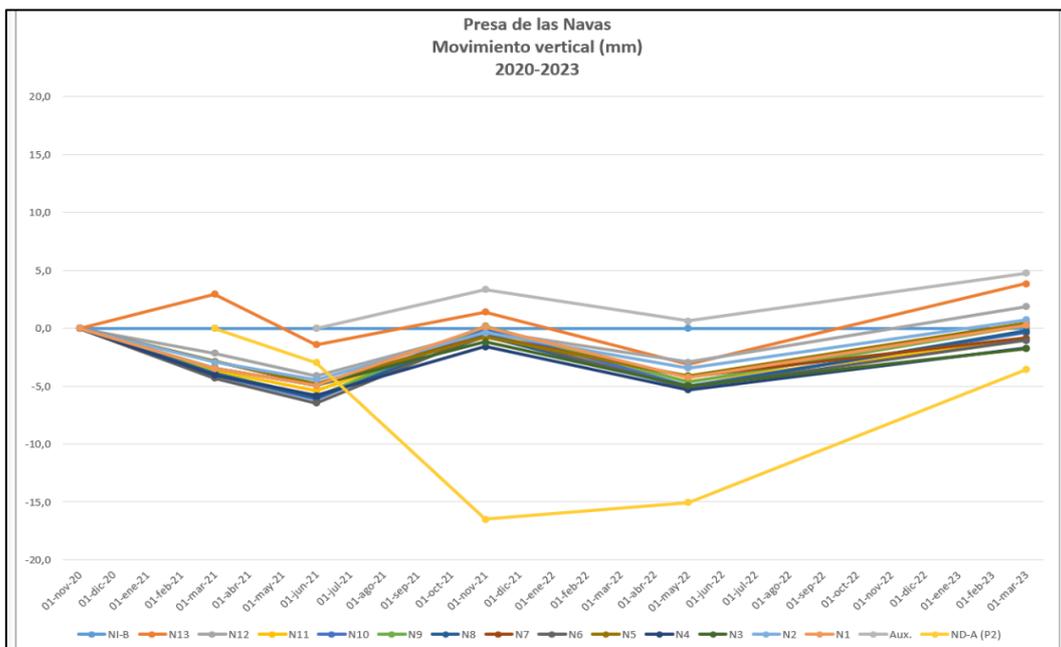


Figura 57.- Datos nivelación periodo 2020-2023. Fuente: Geiser.

- Análisis de estado del equipamiento
 - Nivel del embalse

El limnómetro conectado al sistema SAIH y la escala graduada se encuentran operativos.

- Control meteorológico

El pluviómetro se encuentra deteriorado debido a actos vandálicos, aunque aparentemente en correcto estado de funcionamiento.

- Geodesia, colimación y nivelación topográfica

Todos los hitos y puntos de control geodésico, así como los clavos de nivelación se encuentran operativos en la actualidad. Los pilares de observación presentan un buen estado de conservación. Se realizan lecturas semestrales desde que se colocaron arquetas de nivelación en 2020.

- Grupo electrógeno

La presa no dispone de ningún grupo de electrógeno.

4.2.6.- Evaluación hidrológica e hidráulica

La primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa especifica que la superficie de la cuenca aportante al embalse de Las Navas es de 2,3 km², estando, por tanto, situada fuera de ríos y arroyos de importancia. También especifica que la superficie de la cuenca que se deriva desde el río Astón es de 12,8 km², por lo que la superficie total es de 15,1 km².

El referido documento establece que el río Astón posee una longitud de 6,5 km hasta el azud de derivación. La cuenca posee una altitud máxima de 1.583,83 m.s.n.m. y una mínima de 615,00 m.s.n.m. Tiene una precipitación media de 751 mm, lo que supone una aportación media anual de 5,7 hm³.

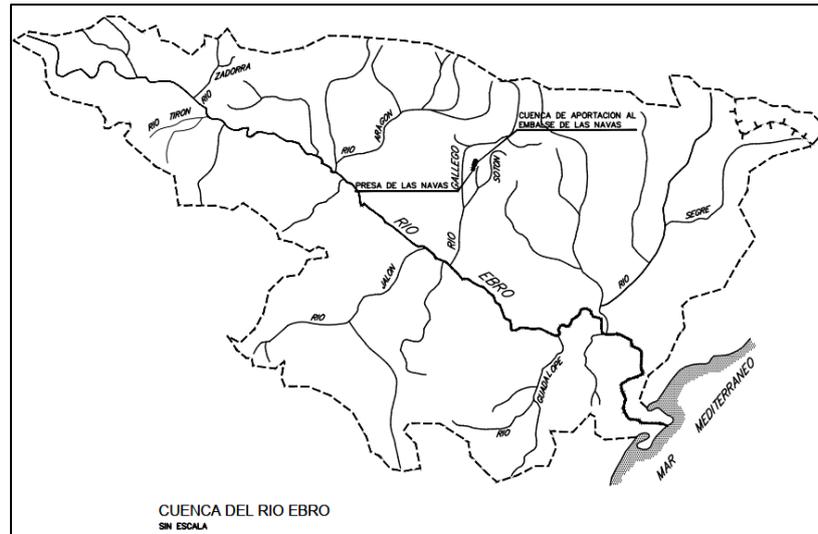


Figura 58.- Cuenca del río Ebro. Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

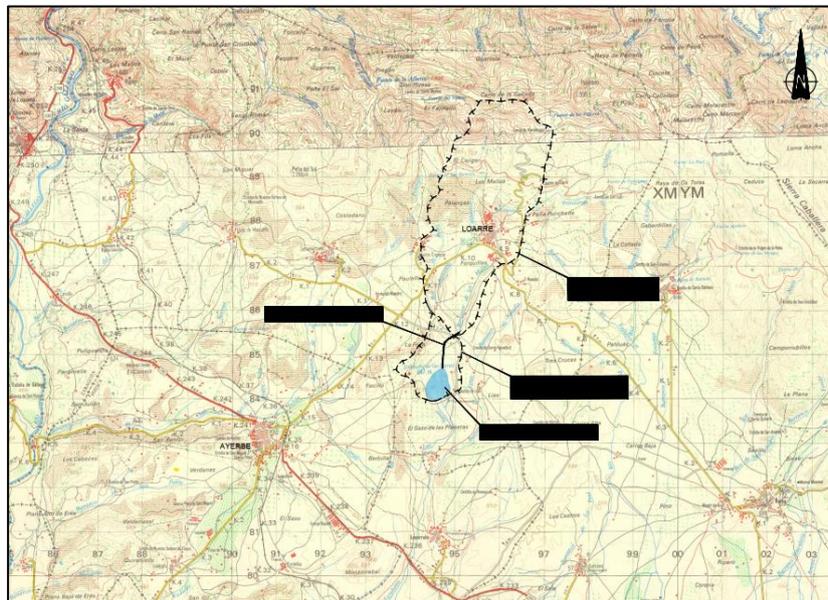


Figura 59.- Cuenca de aportación del embalse de Las Navas (pequeña) y del Azud de derivación (grande). Fuente: documento XYZT de la presa de Las Navas (2003).

- Estudio hidrológico avenidas realizado con motivo de la redacción de las Normas de Explotación de Lanuza, Búbal, Ardisa, Navas y Sotonera (2003)

En la primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa y embalse de Las Navas, en el apartado de seguridad hidrológica, se comenta de la realización de un estudio hidrológico en diciembre de 2003, aprovechando la redacción de las Normas de Explotación de las presas de Lanuza, Búbal, Las Navas, Ardisa y Las Sotonera. Previo a este estudio no existía ningún estudio hidrológico acerca de la presa de Las Navas.

La realización del referido estudio consistió en la subdivisión de la cuenca del río Gállego hasta su confluencia con el río Ebro, se subdividió en 38 subcuencas, de las cuales una de ellas (la 31) es la correspondiente a la de Las Navas.

El estudio desarrollado es de tipo estacional, siendo la estación más desfavorable la de otoño. Se basa en el empleo del método hidrometeorológico, partiendo del análisis de las precipitaciones diarias máximas y estacionales para los distintos periodos de retorno. Se obtuvieron las precipitaciones máximas diarias a partir de los registros de las estaciones pluviométricas más próximas, se ajustaron dichos registros según las distribuciones maximales de Gumbel, Log Pearson III y Pearson II, deduciendo al final una distribución ponderada según el test del H.C. del U.S.W.R.C. El reparto de lluvias a la cuenca se realizó mediante el método de los polígonos de Thiessen. Determinaron la duración pésima del aguacero de cálculo ensayando distintas duraciones con precipitación uniforme. Obtuvieron los caudales máximos instantáneos, a partir de los caudales máximos medios diarios e instantáneos aforados en las estaciones existentes, como elemento de contraste de los caudales de diseño obtenidos por el método hidrométrico. Esos caudales se ajustaron, probabilísticamente, con las mismas distribuciones utilizadas para las precipitaciones. Por último, para obtener los caudales de diseño, asociados a los distintos periodos de retorno, se simuló, para la duración pésima determinada, hietogramas no uniformes confeccionados mediante el método del hidrograma unitario de Clark y, ocasionalmente, mediante el método de la onda cinemática.

Los valores de los hidrogramas de las avenidas de 500 y 5.000 años (avenida de proyecto y avenida extrema) obtenidas en el citado estudio, respectivamente como periodo de recurrencia, producen unos caudales punta de las avenidas de 61,53 m³/s y 77,60 m³/s, respectivamente. En el siguiente gráfico se muestran ambos hidrogramas y en el Apéndice A. Tablas se encuentran los datos de dichos gráficos.

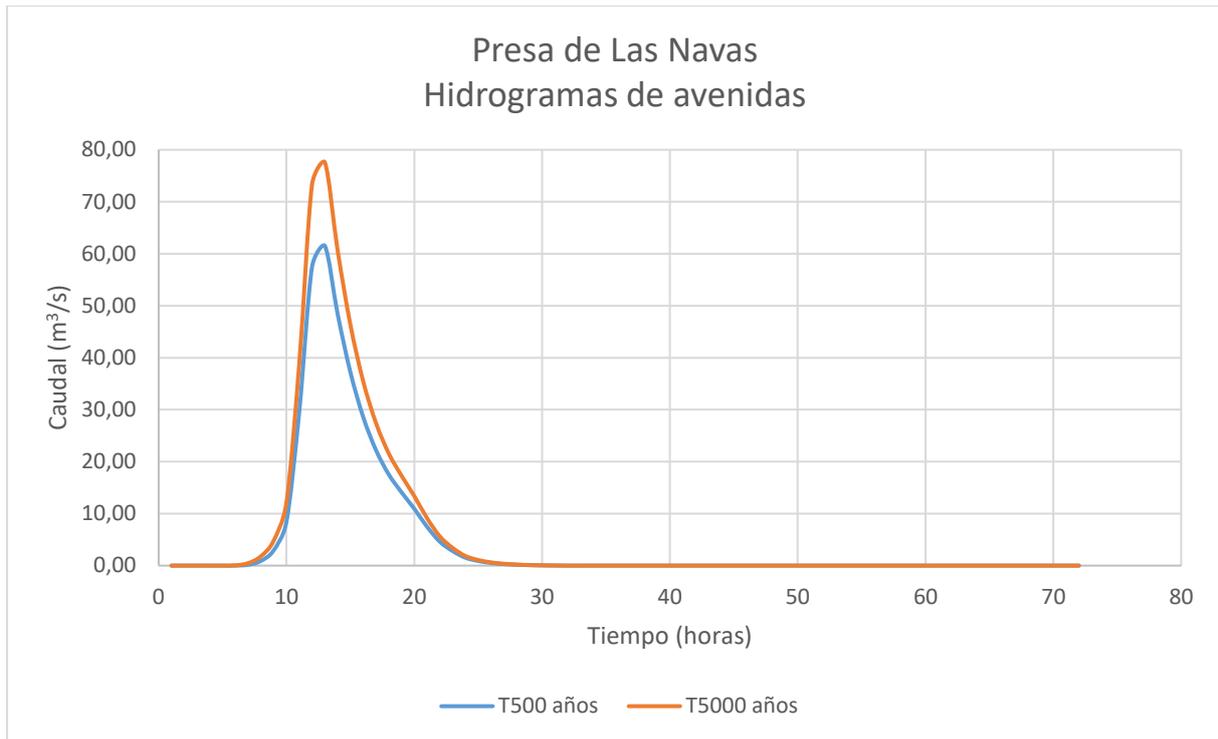


Figura 60.- Hidrogramas obtenidos en el estudio de diciembre de 2003 para las avenidas de 500 y 5.000 años de periodo de retorno. Fuente: documento XYZT de la presa (2003).

- Revisión de la seguridad hidrológica

En el Estudio de la Primera Revisión de Seguridad de la Presa y Embalse de Las Navas, se analizó, entre otros aspectos, la seguridad hidrológica. El estudio de laminación se realizó siguiendo la metodología establecida por la Confederación Hidrográfica del Ebro, determinando, entre otros, los siguientes valores:

- Nivel Máximo Normal (N.M.N.) del embalse, de manera que cumpla los resguardos establecidos en el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.
- Resguardos estacionales, con el fin de evaluar las afecciones que se producirían aguas abajo para periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 años.

Se extraen los resultados del estudio de laminación obtenidos a partir de los hidrogramas de avenida obtenidos en el estudio de 2003.

Tabla 13.- Características embalse de Las Navas. Fuente: primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa y embalse de Las Navas (Euroestudios. S.A., 2003)

Cota de coronación de la presa	648,52 m.s.n.m.
Nivel Máximo Normal (N.M.N.)	647,32 m.s.n.m.
Nivel Avenida de Proyecto (N.A.P.)	648,24 m.s.n.m.
Nivel Avenida Extrema (N.A.E.)	648,40 m.s.n.m.
Q ₅₀₀ avenida	61,53 m ³ /s
Q ₅₀₀ laminado	52,68 m ³ /s
Q ₅₀₀ avenida	77,60 m ³ /s
Q ₅₀₀ laminado	67,63 m ³ /s

La cota de coronación de la presa es la 648,52 m.s.n.m., existiendo un resguardo con respecto del N.A.E. de 0,12 m.

De los resultados obtenidos en la laminación, llegaron a la conclusión que la presa puede desaguar las avenidas de proyecto y extrema con periodos de retorno de 500 y 5.000 años respectivamente. La capacidad del aliviadero de la presa es suficiente para evacuar las avenidas de proyecto y extrema de entrada al embalse, pero no se cumplen los resguardos recomendados en las Guías Técnicas de Seguridad. No se consideran necesarias actuaciones correctoras.

- Avenidas históricas

Debido al reducido tamaño de la cuenca natural del embalse, no se tiene constancia de la presentación de avenidas históricas importantes.

4.2.7.- Estado de los órganos de desagüe

Para la elaboración de este apartado se utiliza como referencia el Informe Anual de Inspección y Auscultación de la Presa de Las Navas Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (TYP SA), contrastando la información con lo observado durante la visita realizada en enero de 2024.

- Aliviadero

El aliviadero se encuentra en la parte izquierda del cuerpo de presa, fuera de éste. Este y el canal de descarga, antes de los tubos, se encuentran en buen estado, aparte de algún desconchón en el enlucido. Luego de los tubos el canal de descarga muestra abundante vegetación lo que limita considerablemente su capacidad hidráulica. También existen tramos en donde los cajeros están destruidos (solo queda la solera).



Figura 61.- Vista del labio del aliviadero. Fuente: visita realizada.



Figura 62.- Vista de dos conductos paralelos de salida del aliviadero al barranco. Fuente: visita realizada.



Figura 63.- Vegetación en canal de descarga del aliviadero después de los tubos. Fuente: visita realizada.



Figura 64.- Tramo con cajeros destruidos canal de descarga del aliviadero. Fuente: visita realizada.

- Desagüe de fondo o toma

Tanto las compuertas como la tubería se encuentran operativas y en buen estado de conservación. En la galería de acceso a la cámara de válvulas de la tubería de toma no se observan filtraciones.



Figura 65.- Válvulas de seguridad en la pequeña cámara de compuertas. Fuente: visita realizada.



Figura 66.- Zafareche rotura de carga. Fuente: visita realizada.

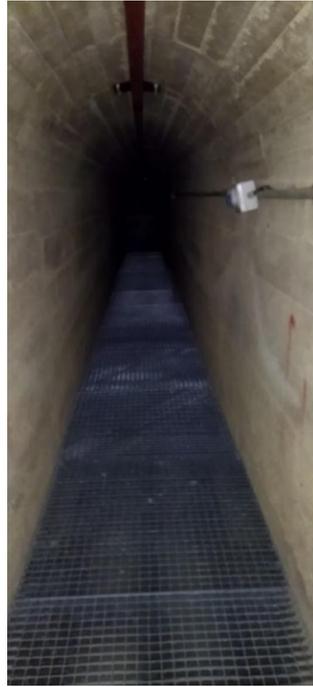


Figura 67.- Galería de acceso a la cámara de válvulas. Fuente: visita realizada.

- Azud de derivación

El entorno del azud está lleno de zarzas y maleza. El interior del pequeño edificio donde está ubicadas las compuertas de este está sucio, aunque los mecanismos parecen en buen estado. El labio fijo de aliviadero del azud mantiene un buen estado de conservación. De las 3 compuertas 2 funcionan adecuadamente, la del cierre derecho no.

A la derecha del azud se halla la toma de derivación que alimenta al embalse. El interior del edificio que aloja las compuertas de esta está en mejor estado que el del azud. Según el informe anual de inspección y auscultación de la presa Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Tyspa, 2022), las dos compuertas funcionan adecuadamente. Especifican que estas dos y las tres del desagüe de fondo del azud necesitan una actuación de limpieza y engrase.

A la salida de las compuertas de alimentación a la presa de Las Navas, el hormigón se encuentra bastante deteriorado, dando paso ya al pequeño túnel de arco de medio punto donde comienza el túnel de alimentación de la balsa. En la embocadura, que es de piedra sillar, tiene una gran grieta en la clave.

El mantenimiento de la zona es muy deficiente, según comenta el encargado. El día de la visita se había desbrozado la zona, por lo que se pudo acceder a las casetas de derivación. Al parecer, habitualmente esto no habría sido posible.



Figura 68.- Caseta de derivación a la presa y cierres de regulación. Fuente: visita realizada.



Figura 69.- Salida de derivación hacia la presa. En la foto de la derecha se aprecia el deterioro del hormigón de los hastiales.

Fuente: visita realizada.



Figura 70.- Embocadura del pequeño túnel de traída de agua a la balsa con las grietas en la clave del arco. Fuente: visita realizada



Figura 71.- Exterior e interior del edificio de compuertas de derivación hacia el río Astón. Fuente: visita realizada.

4.2.8.- Gestión de emergencias

Este apartado se realiza en base a las normas de explotación, al plan de emergencia y al último informe anual de inspección y auscultación correspondiente a los años hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021.

- Normas de explotación

Las normas de explotación vigentes en la presa de Las Navas fueron redactadas en diciembre de 2003.

CAUDALES CARACTERÍSTICOS

A efectos de suministrar información hidrológica e hidráulica relativa a la magnitud y la gravedad de la inundación aguas abajo de la presa de Las Navas, en el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (RTSPE), vigente en la época, se definen los siguientes caudales característicos:

- Q_1 : Caudal que desborda el cauce natural.
- Q_2 : Caudal que empieza a producir daños, afectando a viviendas aisladas, a zona agrícola importante y a infraestructuras secundarias.
- Q_3 : Caudal que produce daños de gran importancia, afectando a núcleos urbanos (más de 5 viviendas) y a infraestructuras importantes.

En el apéndice 7, afecciones de la presa, de las Normas de Explotación de la presa específica los caudales característicos, que son:

1. **Caudal Q_1** (caudal que desborda el cauce natural), **25 m³/s.**
2. **Caudal Q_2** (caudal que afecta a viviendas aisladas, a zonas agrícolas importantes y a infraestructuras secundarias) **entre 25 y 300 m³/s.**
3. **Caudal Q_3** (caudal que afecta a núcleos urbanos de más de 5 viviendas y a infraestructuras importantes) es definido como **300 m³/s.**

Resguardos mínimos estacionales

De acuerdo con las Normas de Explotación de la presa (2003), “Los resguardos mínimos estacionales se establecen para garantizar la seguridad de la presa frente a las avenidas de Proyecto y Extrema, dando cumplimiento a la normativa vigente. Los resguardos se han determinado mediante simulación hidrológica de las avenidas teóricas previsibles utilizando la metodología elaborada por el Grupo de Trabajo de Normas del Área de Explotación de la Confederación Hidrográfica del Ebro. Los resguardos mínimos delimitan el Nivel Máximo Normal del embalse, por encima del cual se sitúa la zona de seguridad”.

En las siguientes imágenes figuran los gráficos en los que se reflejan los resguardos mínimos mensuales, tanto en niveles de la lámina de agua como en volúmenes de embalse.

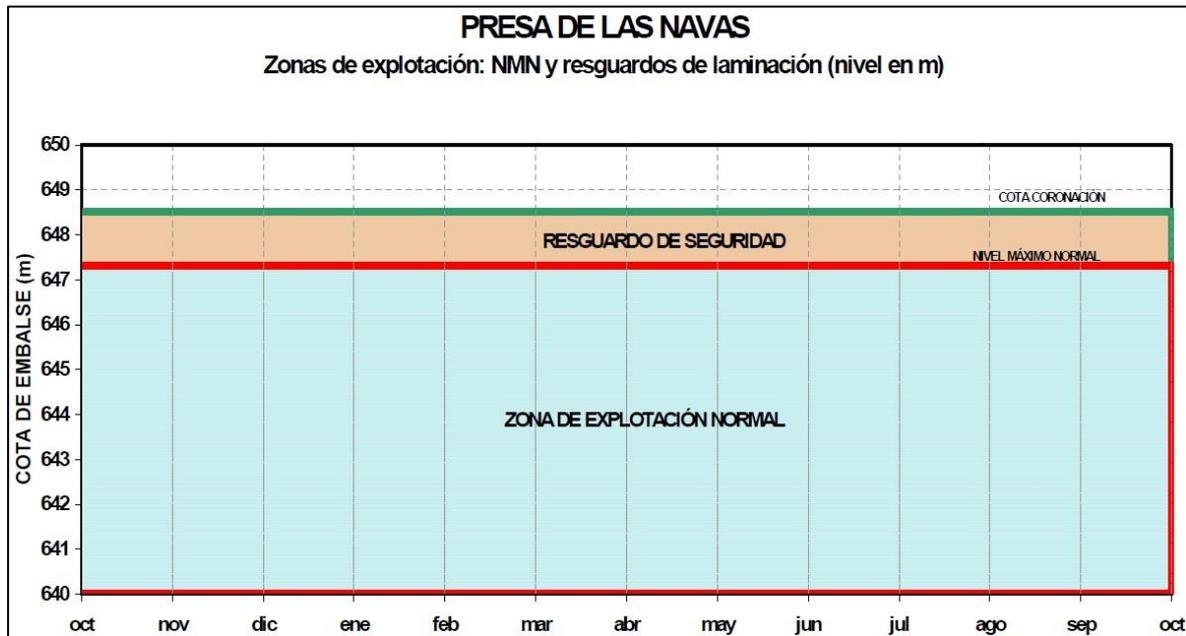


Figura 72.- Zona de Explotación MNN y Resguardos de Laminación (Cota de embalse en m.s.n.m.). Fuente: Normas de Explotación de la presa de Las Navas (2003).

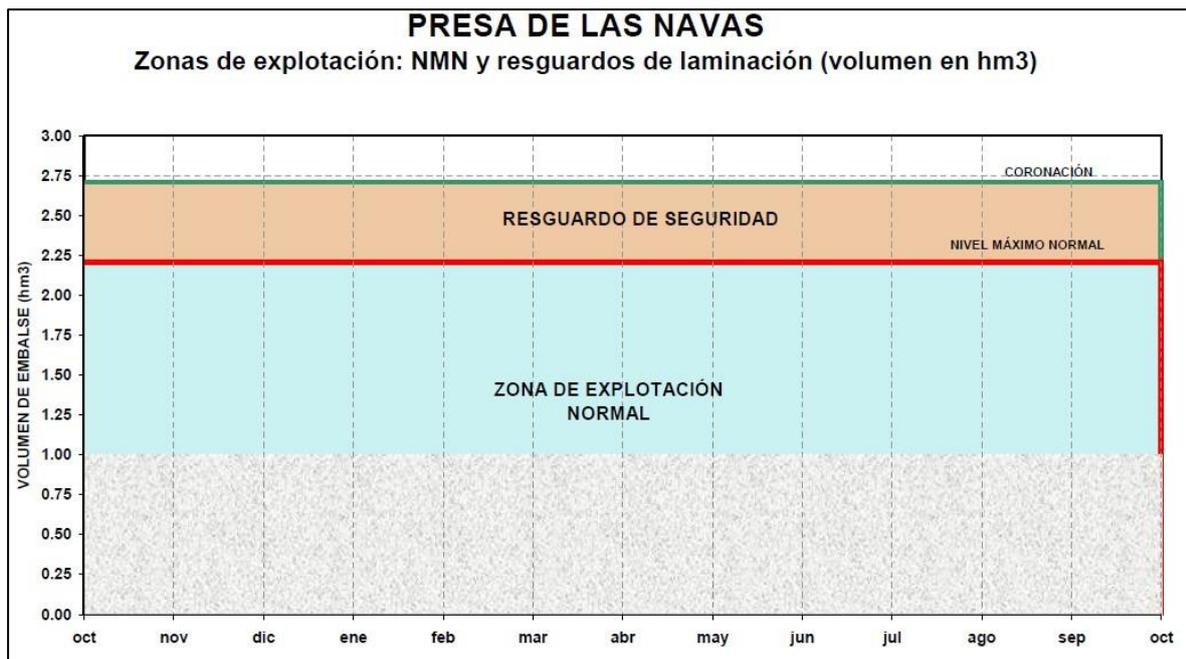


Figura 73.- Zona de Explotación MNN y Resguardos de Laminación (Volumen de embalse en Hm³). Fuente: Normas de Explotación de la presa de Las Navas (2003).

- Plan de emergencia
 - Clasificación de la presa

La presa de Las Navas fue clasificada en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto como categoría B, que, de acuerdo con el Reglamento

Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (RTSPE, 1996), vigente en la época, “corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un número reducido de viviendas”. Se dispone del documento de resolución por parte de la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas, con fecha 17 de mayo de 2002.

De acuerdo con el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (RTSPE, 1996), vigente en la época, “todas las presas que hayan sido clasificadas en las categorías A o B deberán disponer de su correspondiente plan de emergencia ante el riesgo de avería grave o rotura”.

	MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	Ministerio de Medio Ambiente Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas	SECRETARÍA DE ESTADO DE AGUAS Y COSTAS (93)
		20.05.02 016525 CHIK - 1140031	DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS Y CALIDAD DE LAS AGUAS Subdirección General de Gestión del Dominio Público Hidráulico
O F I C I O			
S/REF.		Sr. Director Técnico CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL EBRO	
N/REF.		Paseo Sagasta, 24-28 50071 ZARAGOZA	
FECHA	Madrid, 17 MAY 2002		
ASUNTO	CLASIFICACIÓN DE LA PRESA DE LAS NAVAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL QUE PUEDA DERIVARSE DE SU POSIBLE ROTURA O FUNCIONAMIENTO INCORRECTO. TITULAR: ESTADO / EN		
<p>De acuerdo con lo establecido en el punto 3.5 de la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones y en los puntos quinto y séptimo de la Orden Ministerial de 12 de marzo de 1998 por la que se aprueba el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses, y de conformidad con su propuesta, la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, con esta fecha ha resuelto:</p> <p>“1º) La presa de LAS NAVAS se clasifica en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto en la categoría B.</p> <p>2º) En un plazo que será función de las condiciones de seguridad y mantenimiento de la balsa y de sus características específicas y que en ningún caso será superior a 4 años a contar desde la fecha de esta Resolución, el Organismo de Cuenca presentará en esta Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas el informe correspondiente a la primera revisión y análisis general de la seguridad de la balsa a que se refiere el artículo 33.4 del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.</p> <p>3º) En un plazo máximo de cuatro años a contar desde la fecha de esta Resolución el Organismo de Cuenca presentará en esta Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas el Plan de Emergencia de la presa, redactado de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.5 de la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el riesgo de inundaciones.”</p> <p>Lo que se comunica para su conocimiento y efectos.</p> <p>EL SUBDIRECTOR GENERAL DE GESTIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO,</p> <p></p> <p>Jesús Yagüe Córdoba</p>			
<p>Plaza de San Juan de la Cruz s/n 28071 MADRID TEL.: 91 667 69 91 FAX: 91 597 59 29</p>			

Figura 74.- Clasificación de la presa de Las Navas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura.

- Redacción e implantación del plan de emergencia

El Plan de Emergencia de la presa de Las Navas fue redactado en diciembre de 2003 y aprobado el 5 de octubre de 2005. Dicha presa es de titularidad estatal, ejercida por la Confederación Hidrográfica del Ebro, encargada de la dirección del plan. El plan de emergencia aún está sin implantar.

- Escenarios de rotura

Según el plan de emergencia, “el criterio que se ha adoptado en la elección de las hipótesis de rotura ha sido de tipo conservador”.

En general, de las distintas causas potenciales de rotura de una presa, se consideran por lo menos los dos escenarios extremos, recomendados por la “Guía Técnica para la Elaboración de Planes de Emergencia de Presas”, que se detallan a continuación:

- *Rotura sin avenida (H_1).*
- *Rotura en situación de avenidas (H_2).*

Además, dependiendo de la situación de la presa y del tipo de aliviadero, se debe analizar también los siguientes escenarios, recogidos en la misma guía:

- *Rotura encadenada.*
- *Rotura de compuertas del aliviadero (A_1).*

En el caso de la presa de Las Navas, se trata de una presa que no posee ninguna otra presa aguas arriba de esta, por lo que no se produce escenario de rotura encadenada y por tal no se ha analizado. También, debido a que el aliviadero no tiene compuertas, no se ha tenido en cuenta el escenario de rotura de compuertas.

En definitiva, en el plan de emergencia de la presa de Las Navas se han modelizado los siguientes escenarios:

Tabla 14.- Escenarios de rotura. Fuente: plan de emergencia de la presa de Las Navas (2003).

Escenario	Rotura sin avenida	Rotura en situación de avenida
Denominación	H_1	H_2

Escenario	Rotura sin avenida	Rotura en situación de avenida
Nivel inicial embalse	N.M.N.	Coronación

Después de haber realizado el análisis de los escenarios H₁ y H₂, en la realización del Plan de Emergencia de la presa, observaron similitudes entre un escenario y el otro, por lo que solo se ha representado el escenario H₂.

Los criterios generales para fijar las características de la brecha, usados en el Plan de Emergencia de la presa, así como los modos y tiempos de rotura, son los que se describen en la Guía Técnica. Estos dependen del tipo de presa. El Plan de Emergencia establece que: “en el caso de materiales sueltos, la rotura es progresiva y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta la práctica totalidad de la presa”.

Los modos de rotura y parámetros utilizados en el Plan de Emergencia fueron los siguientes:

- *Tiempo de rotura: $T(\text{horas}) = 4,8 \sqrt[0,5]{(Hm^3) / h(m)} = 0,54$ Donde $V = \text{volumen de embalse} = 2,21 Hm^3$*
- *$h = \text{altura de presa sobre cauce} = 13,22 m$*
- *Forma de rotura: trapecial*
- *Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie*
- *Ancho medio de la brecha: $b(m) = 20 (V(Hm^3) * h(m))^{0,25} = 46,50 m$*
- *Taludes: 1:1 (H:V)*

Tabla 15.- Parámetros característicos para los escenarios de rotura. Fuente: plan de emergencia de la presa de Las Navas (2003).

Escenario	Rotura en situación de avenida
Denominación	H2
Forma brecha	Trapecial 1:1 (H:V)
Ancho medio de brecha (m)	46,50
Profundidad brecha (m)	13,22
Tiempo de desarrollo brecha (h)	0,54

En base a los criterios de la Guía Técnica, se estableció el límite de estudio aguas abajo 21 km de la presa de Las Navas, en el embalse de La Sotonera, cuya presa, necesita, por normativa, disponer de una Plan de Emergencia debido a que es categoría A.

- Zona inundable

De acuerdo con el Plan de Emergencia de la presa (2003), “las zonas de inundación potencial están definidas por la envolvente de los niveles máximos alcanzados en cada hipótesis. Además de esta envolvente, se ha representado la evolución en el tiempo de los niveles para definir la situación del frente de la onda cuando han transcurrido 30 minutos, 1 hora y 2 horas, y siguientes a partir de la rotura”.

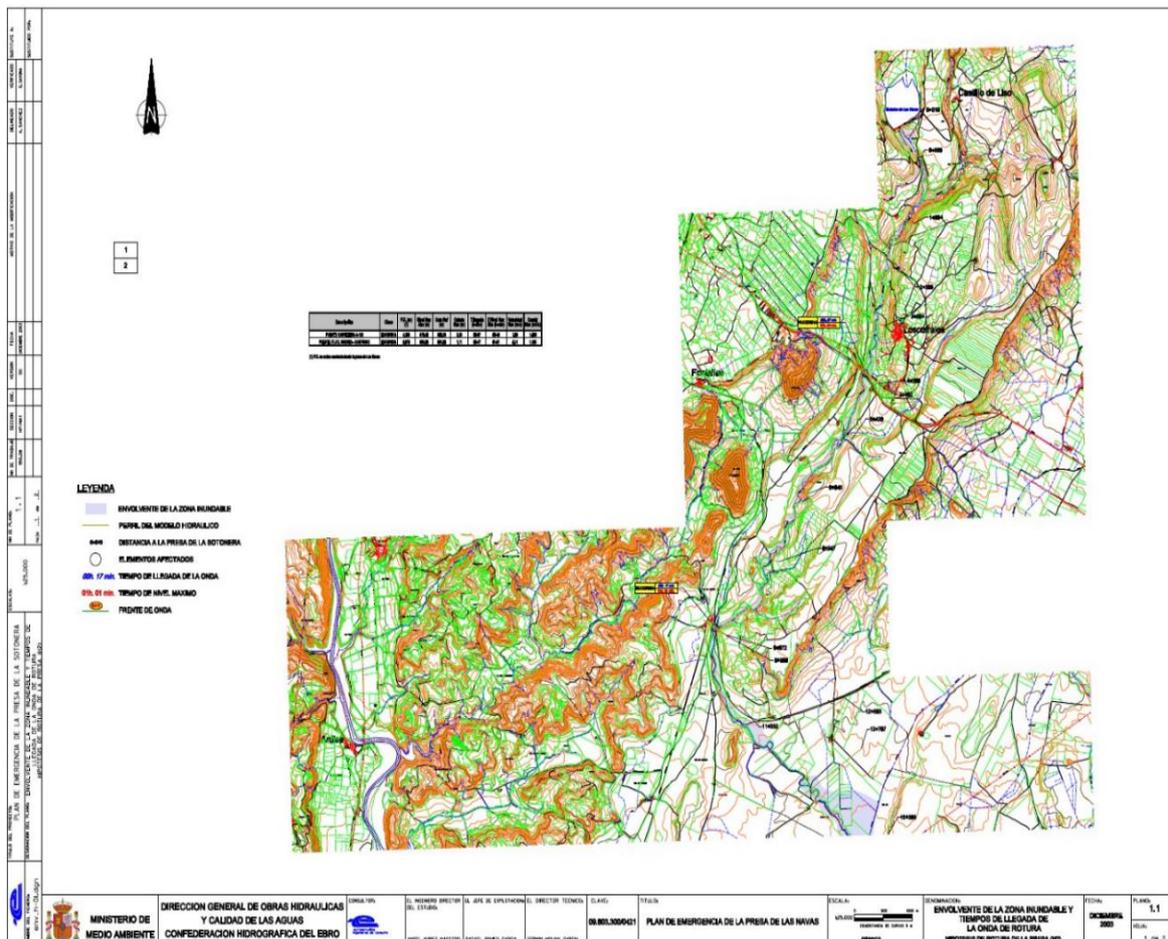


Figura 75.- Zona Inundable (Hipótesis H₂) Hoja 1 – Presa de Las Navas. Fuente: Plan de Emergencia de la presa de Las Navas (2003).

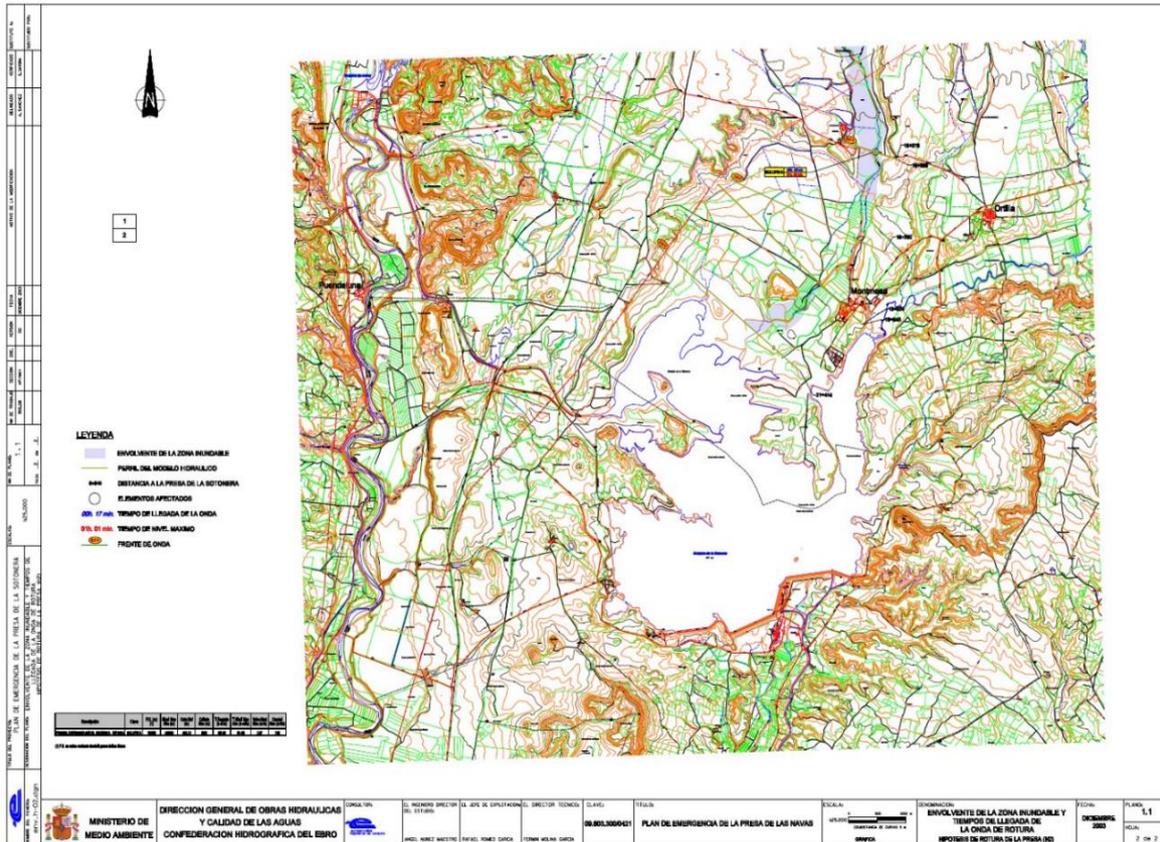


Figura 76.- Zona Inundable (Hipótesis H₂) Hoja 2 – Presa de Las Navas. Fuente: Plan de Emergencia de la presa de Las Navas (2003).

- Análisis de los resultados

Según el Plan de Emergencia de la presa, “la cresta de la onda que se produce a causa del colapso de la presa va transmitiéndose a lo largo de los 21 Km de cauce estudiados, llegando al final del tramo aproximadamente 3 horas y media después del inicio de la rotura. El caudal máximo observado a pie de presa después de la rotura es de 1.663 m³/s, laminándose al final del tramo hasta un valor de 623 m³/s”. La siguiente tabla presenta las características de la inundación máxima producida en los elementos afectados más importantes:

Tabla 16.- Hipótesis H2 (rotura en situación de avenidas). Fuente: Plan de Emergencia de la presa de Las Navas (2003).

Descripción	Clave	P.K. (m)	Nivel máx. abs. (m)	Cota ref. (m.s.n.m.)	Calado máx. (m)	T llegada (hh:mm)	T nivel máx. abs. (hh:mm)	Velocidad máx. (m/s)	Caudal máx. (m ³ /s)
Puente carretera A-132	HUCOR01A	4.395	570,48	568,25	2,23	00-07	00-43	7,62	1.430

Descripción	Clave	P.K. (m)	Nivel máx. abs. (m)	Cota ref. (m.s.n.m.)	Calado máx. (m)	T llegada (hh:mm)	T nivel máx. abs. (hh:mm)	Velocidad máx. (m/s)	Caudal máx. (m ³ /s)
Puente FF.CC. Madrid – Canfranc	HUCOR02A	9.979	503,09	501,98	1,11	00-17	01-01	4,11	1.195
Puente carretera local mezquita - Ortilla	HULUP01A	19.98 5	446,05	445,13	0,92	00-30	01:58	2,87	746

En base a un análisis cualitativo de las láminas de inundación del plan de emergencia, la avenida generada por la rotura de la presa no encuentra ningún núcleo de población a su paso. Las afecciones a las personas se podrían producir durante la inundación de las vías de comunicación.

- Acceso a la presa en situación de emergencia

Conforme al Plan de Emergencia, “el acceso a la presa está garantizado por un camino no asfaltado, a partir del punto de cruce de este con la carretera A-1206 (sentido Ayerbe-Loarre)”.

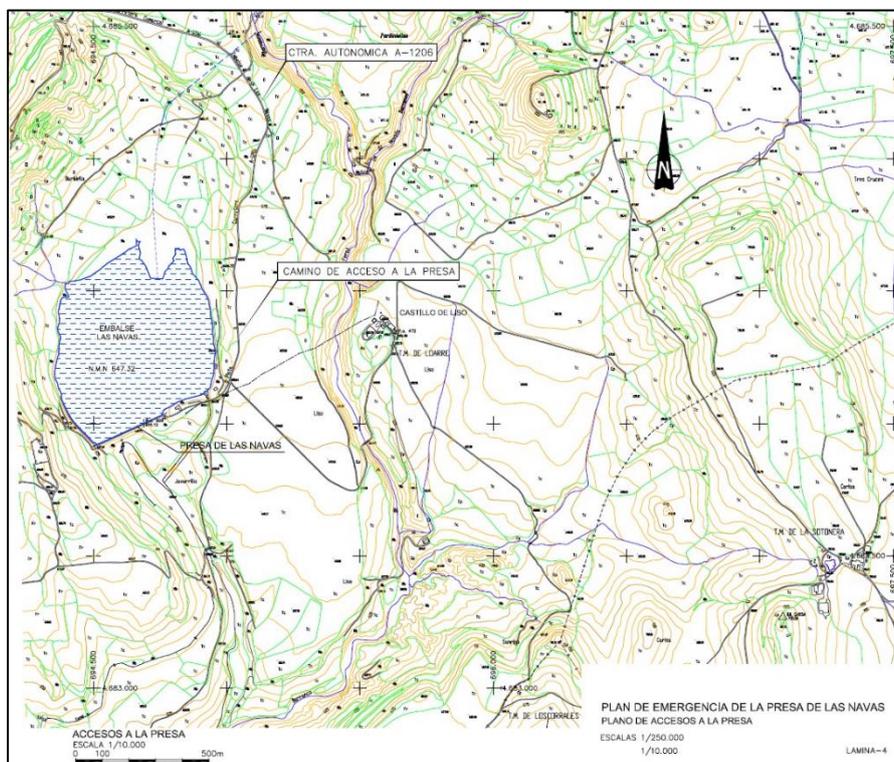


Figura 77.- Acceso a la presa. Fuente: plan de emergencia de la presa de Las Navas (2003).

- Comprobación de los umbrales del Plan de Emergencia

Conforme al Plan de Emergencia de la presa de Las Navas, Anejo 3. Justificación de las normas de actuación, los sucesos susceptibles a desencadenar una situación de emergencia se agrupan en las siguientes categorías:

- *Avenidas*
- *Sismos*
- *Asociadas a la inspección*
- *Asociadas a la auscultación*
- *Asociadas a precipitaciones extremas*

En el último informe anual de inspección y auscultación de la presa se realiza una verificación del cumplimiento de los umbrales del Plan de Emergencia de la presa de Las Navas. Especifican que, “al no disponer de umbrales para el sistema de auscultación existente, los umbrales se limitan a analizar precipitaciones, sismo, avenidas e inspecciones visuales”.

En la siguiente tabla se muestra el resumen sobre el cumplimiento de los umbrales de precipitación, sismos, avenidas e inspecciones visuales establecidos en el plan de emergencia:

Tabla 17.- Cumplimiento de otros umbrales. Fuente: Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 (Typsa, 2022).

Magnitud	Umbral	Máximo registrado	Superación
Precipitación	93 mm en 24 h	36,6 (04/06/2020) 52,8 (31/08/2020)	No
Sismo	Aceleración sísmica básica superior a 0,04 g	-	No
Avenida	Según Anejo 1: “Análisis de seguridad” del tomo III del PEP	647,21 (23/04/2020) 647,00 (05/05/2021)	No

Magnitud	Umbral	Máximo registrado	Superación
Inspecciones visuales	--	No se han superado umbrales	No

En cuanto al resto de los umbrales, en el referido informe concluyen:

“En el periodo que comprende el último informe anual de inspección y auscultación de la presa de Las Navas no ha sido declarado ningún escenario de emergencia, encontrándose la presa en estado de normalidad”.

4.2.9.- Visita a la presa y sesión de modo de fallos

Como paso previo a la sesión de trabajo de identificación de modos de fallos, se realizó una visita a las instalaciones de la presa para realizar una valoración cualitativa del estado de estas.

En el caso de Las Navas, las discrepancias y aspectos penalizados más importantes dentro del grupo se deben a:

- *Resistencia frente a procesos de erosión interna: alguna discrepancia aparece ya que, aunque se trata de una presa antigua claramente zonificada, no existe un sistema de drenaje ni control piezométrico.*
- *Sistema de drenaje: debido a la inexistencia de un sistema de drenaje como tal.*
- *Suficiencia hidrológica de los órganos de desagüe: Las discrepancias se deben principalmente a la gran limitación de la capacidad de desagüe del aliviadero provocada por dos conductos existentes en su canal de descarga.*
- *Estado del aliviadero: también aparecen discrepancias en este punto por la limitación de los conductos mencionada en el aspecto anterior, además de la existencia de grietas en el hormigón del labio de vertido y de la abundante vegetación del canal de salida aguas abajo de los conductos.*
- *Equipo eléctrico de la presa: las discrepancias aparecen debido a que en esta presa el accionamiento de las compuertas del desagüe de fondo es manual y no es dependiente del equipo eléctrico.*
- *Instrumentación y monitorización: debido a que no hay instrumentación en la presa más allá de la nivelación.*

- Programa de seguridad de presas: se ha penalizado este aspecto por no encontrarse el plan de emergencia de la presa implantado.
- Archivo técnico y documentación existente: el edificio de la casa de administración de la presa está abandonado, por lo que no se cuenta con archivo técnico físico. Sin embargo, existe documentación relativa a la presa en el archivo general y digitalizada en Géiser.
- Vigilancia de la presa: debido principalmente a que actualmente la presa es gestionada por la Comunidad de Regantes y es mejorable.
- Accesibilidad a la presa: alguna discrepancia aparece en este aspecto por la cuestionable accesibilidad a la presa en situación de lluvias por el camino seguido el día de la visita, aunque queda manifiesto que hay caminos alternativos con mejor accesibilidad.
- Comunicación en la presa: debido a la debilidad de señal de cobertura móvil en algunos puntos de la presa, aunque de forma general es aceptable.
- Grado de preparación ante emergencias: debido a que no está implantado el plan de emergencia.

PRESA DE LAS NAVAS											
Aspecto a evaluar	Participante										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
S: Estado del cuerpo de presa											
Estado de talud de aguas abajo											
Estado de talud de aguas arriba											
Estado de la coronación de la presa											
Filtraciones de agua en el cuerpo de presa											
Resistencia frente a procesos de erosión interna											
S: Estabilidad estructural del cuerpo de presa											
Estabilidad estática de la presa											
Estabilidad ante descenso rápido del nivel en el embalse											
S: Cimentación de la presa											
Capacidad resistente de la cimentación											
Filtraciones de agua en la cimentación											
S: Vaso del embalse											
Estabilidad del vaso del embalse											
S: Sistema de drenaje											
Funcionamiento del sistema de drenaje											
S: Órganos de desagüe											
Suficiencia hidrológica de los órganos de desagüe											
Estado del aliviadero											
Estado del desagüe de fondo y sus equipos electromecánicos											
Equipo eléctrico de la presa											
S: Instrumentación y monitorización											
Cuerpo de la presa											
Cimentación de la presa											
S: Gestión de seguridad de presas											
Programa de seguridad de presas											
Archivo técnico y documentación existente											
Vigilancia de la presa											
Accesibilidad a la presa											
Comunicación en la presa											
Grado de preparación ante emergencias											

Figura 78.- Resultados de la encuesta realizada en el Grupo de Trabajo sobre el estado de la presa de Las Navas.

Después se desarrolló la sesión de trabajo de identificación de modos de fallos, en la que se identificaron los siguientes modos de fallos de la presa de Las Navas.

- *MF01. Sobrevvertido sobre el cuerpo de presa (R). En escenario hidrológico, se produce una avenida de suficiente magnitud para producir el vertido de agua por la coronación de la presa. Este vertido provoca daños en el espaldón aguas abajo, iniciando un proceso erosivo que da lugar a la rotura de la presa.*
- *MF02. Tubificación en la cimentación de la presa (SinR). En escenario ordinario, se inicia un proceso de tubificación a lo largo del cimiento de la presa, que provoca arrastre progresivo de finos, que migran hacia el pie de presa, que evoluciona ampliando cada vez más el tamaño del tubo, el caudal y la velocidad de la corriente del agua, dando lugar a un fallo por tubificación, produciéndose el vaciado descontrolado y quedando fuera de servicio la presa. No se produce rotura de la presa.*
- *MF03. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (SinR). En escenario ordinario o hidrológico, se inicia un proceso de erosión interna en el contacto entre el núcleo de arcilla y la obra de fábrica de la galería de los desagües de fondo, que evoluciona progresivamente sin control, aumentando cada vez más los caudales y no siendo detectada con tiempo de contención, hasta provocar el vaciado descontrolado y puesta fuera de servicio, requiriendo una gran reparación. No se produce rotura de la presa.*
- *MF04. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (R). En escenario ordinario o hidrológico, se inicia un proceso de erosión interna en el contacto entre el núcleo de arcilla y la obra de fábrica de la galería de los desagües de fondo, que evoluciona progresivamente sin control, aumentando cada vez más los caudales, progresando de forma suficientemente rápida, para no ser detectada con la vigilancia existente y dando lugar a rotura de la presa.*
- *MF05. Avería mecánica de los desagües de fondo (SinR). En escenario ordinario, se produce una avería mecánica en los desagües de fondo, que da como resultado la inundación de la galería de los desagües, impidiendo el fácil acceso y dificultando su reparación, produciendo una pérdida descontrolada de caudal y vaciado del embalse. No se produce rotura de la presa.*
- *MF06. Movimiento de la piedra acuñada por oleaje (SinR). En escenario de oleaje, se produce el movimiento de la escollera de protección del espaldón aguas arriba, lo que*

progresando erosionando el espaldón aguas arriba, obligando la reparación del mismo. No se produce rotura de la presa.

Una vez identificados los posibles modos de fallos se procedió mediante consenso a asignarle probabilidad y categoría de consecuencia a cada uno. Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 18.- Clasificación de los modos de fallos identificados, consensuados dentro del grupo de trabajo.

Modo de fallo	Probabilidad	Consecuencias
MF01. Sobrevertido (R)	Media	C3
MF02. Tubificación en la cimentación de la presa (SinR)	Baja	C2
MF03. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (SinR)	Baja-Media	C2
MF04. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (R)	Baja	C3
MF05. Avería mecánica de los desagües de fondo (SinR)	Media	C1
MF06. Movimiento de la piedra acuñada por oleaje (SinR)	Muy alta	C1

También, se colocaron en la siguiente gráfica, cada modo de fallo a fin de conocer el riesgo asociado.

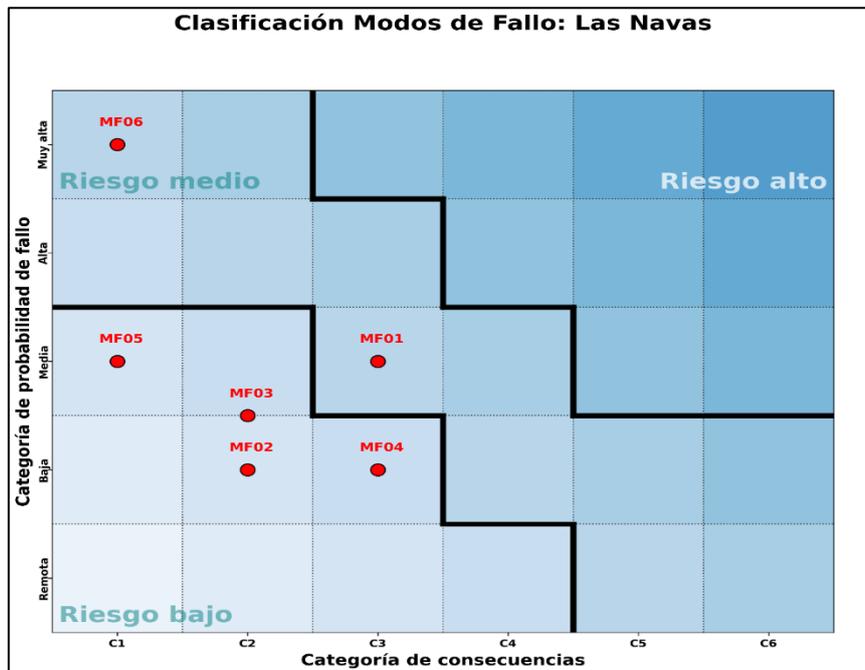


Figura 79.- Clasificación del nivel de riesgo para cada uno de los modos de fallos evaluados, consensuado dentro del grupo de trabajo.

De este modo, el riesgo de los modos de fallo identificados y evaluados quedaron clasificados de la siguiente manera:

Tabla 19.- Clasificación de los modos de fallos identificados

Riesgo	Modo de fallo
Alto	Ninguno
Medio	MF01. Sobrevertido (R) MF06. Movimiento de la piedra acuñada por oleaje (SinR)
Bajo	MF02. Tubificación en la cimentación de la presa (SinR) MF03. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (SinR) MF04. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (R) MF05. Avería mecánica de los desagües de fondo (SinR)

Se realizaron las siguientes recomendaciones para mantener o mejorar la seguridad de la presa.

Medidas

- 1. Sustituir los dos tubos dispuestos en el canal de conducción del aliviadero, que limitan su capacidad, por una sección que no limite la capacidad de alivio, y limpiar el canal en tierras aguas abajo, que actualmente contiene una densa vegetación.*
- 2. Implantación del Plan de Emergencias*

Nuevos estudios

- 3. Mejorar la modelización y actualizar la hidrología, incluyendo datos recientes de registros meteorológicos e hidrológicos.*
- 4. Estudiar la capacidad hidráulica real del aliviadero, teniendo en cuenta la limitación que suponen los tubos existentes bajo el camino, y la reducción de seguridad hidrológica que esto supone.*

Mejoras

- 5. Instalar piezómetros abiertos aguas abajo de la presa.*

6. *Mejorar la colimación topográfica modificando la posición de algunos de los puntos de medida que están en posiciones inadecuadas.*

Otras

7. *Instar a la Comunidad de Regantes, que tiene actualmente la encomienda de gestión, a mejorar los recursos humanos y materiales disponibles para la explotación ordinaria de la presa, que permitan garantizar la vigilancia continua de la misma, así como disponer de medios económicos o materiales para desarrollar las labores de mantenimiento y conservación ordinaria que acontecen y son clave para garantizar la seguridad de esta.*

En la siguiente tabla se muestra a que modos de fallo afectarían las medidas propuestas.

Tabla 20.- Impacto de las medidas propuestas.

M.F.	1	2	3	4	5	6
Medida						
1	X					
2	X					
3	X					
4	X					
5		X	X	X		
6		X	X	X		
7	X	X	X	X	X	X

4.3.- Análisis cuantitativo de la seguridad

Como mencionado anteriormente, en la parte cuantitativa se evalúa la seguridad hidrológico-hidráulica de la presa. Para ello se cuantifican los hidrogramas naturales y laminados para los periodos de retorno que establecen las Normas Técnicas de Seguridad para las Presas y sus Embalses vigentes de España y a partir de ellos determinar el funcionamiento hidráulico del aliviadero, del canal de descarga y del cauce. En el caso de que algunos de estos elementos no

funcionen de manera adecuada o se considere que dicho funcionamiento debería ser mejor, se propondrán los cambios necesarios, a nivel de anteproyecto.

4.3.1.- Periodos de retorno de avenidas de proyecto y extrema

Las Normas Técnicas de Seguridad para las Presas y sus Embalses vigentes establecen los periodos de retorno para la avenida de proyecto y avenida extrema en función del tipo y categoría de la presa, información que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 21.- Periodos de retorno a considerar para los niveles de las avenidas de proyecto y extrema (en años). Fuente: Reglamento Técnico de Seguridad para las Presas y sus Embalse (2021).

Categoría de la presa	Nivel avenida de proyecto	Nivel avenida extrema	
		Presa de fábrica	Presa de materiales sueltos
A	1.000	5.000	10.000
B	500	1.000	5.000
C	100	500	1.000

Al ser la presa de Las Navas de materiales sueltos y de categoría B, el reglamento establece que se deben considerar:

- Avenida de proyecto: 500 años.
- Avenida extrema: 5.000 años.

4.3.2.- Obtención de hidrogramas de avenidas de proyecto (T=500 años) y extremas (T=5.000 años)

Para poder calcular los hidrogramas de avenidas de los diferentes periodos de retorno se utilizó el programa HEC-HMS. Para ello fue necesario el cálculo de los diferentes parámetros y datos necesarios que se describen más adelante en este apartado. El programa requiere que sean introducidos el área de la cuenca, el número de curva, el tiempo de retraso y las diferentes lluvias.

En un ambiente GIS se obtuvieron los parámetros de la cuenca mediante un modelo digital del terreno obtenido desde el centro de descargas del Instituto Geográfico Nacional de España. Dichos parámetros obtenidos son área de la cuenca, longitud del cauce y pendiente media del cauce que resultaron ser:

- Área de la cuenca: 1,558 km².
- Longitud del cauce: 1,542 km.
- Pendiente media del cauce: 0,0281.

Con esta información y la siguiente ecuación se obtuvo el tiempo de concentración de la cuenca.

$$t_c = 0,3 L_c^{0,76} J_c^{0,19}$$

Donde:

t_c (horas): tiempo de concentración de la cuenca.

L_c (km): longitud del cauce.

J_c (adimensional): pendiente media del cauce.

El tiempo de concentración de la cuenca resultó ser de 0,8219 horas lo que equivale a 49,31 minutos. El tiempo de retraso se define como.

$$t_{lag} = 0,6 t_c$$

Donde:

t_{lag} (horas): tiempo de retraso.

t_c (horas): tiempo de concentración de la cuenca.

Dando como resultado un tiempo de retraso igual a 0,4931 horas o 29,59 min.

La obtención del número de curva es el proceso que tomó más tiempo realizar. Se descargó los datos de uso de suelos del centro de descargas del Instituto Geográfico Nacional, específicamente el CORINE Land Cover del año 2018. En un ambiente GIS se determinaron las áreas que corresponden a los diferentes usos de suelos de la cuenca en base a los datos obtenidos. Luego de obtenidas las áreas se obtuvo el grupo hidrológico de suelo, a partir de la siguiente imagen que fue obtenida en la Norma 5.2-IC de la Instrucción de carreteras. Drenaje superficial. En base a la ubicación de la cuenca, el grupo hidrológico de suelo asociado a la cuenca es el "C".

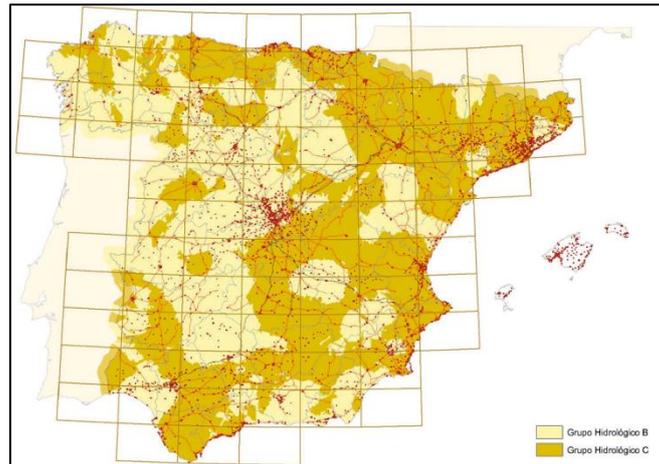


Figura 80.- Mapa de grupos hidrológicos de suelo. Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).

En la norma, se establece una tabla con los umbrales de escorrentía para los diferentes usos de suelo que dependen también del grupo hidrológico de suelo, pendiente y disposición del cultivo. En GIS se determinó que la pendiente asociada a los cultivos supera el 3 por ciento.

Con la información obtenida y buscando en la tabla 2.3 de la norma se creó la siguiente tabla.

Tabla 22.- Umbral de escorrentía obtenidos de la tabla 2.3 de la norma. Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).

Tipo	Descripción (CORINE Land Cover)	Código (tabla 2.3)	Área (km ²)	Grupo de suelo (mapa)	P _o (mm) (tabla 2.3)
1	Frutales	222	0,295	C	15
2	Lámina de agua	512	0,341	C	0
3	Tierra en labor de secano	211	0,922	C	8

Debido a que para utilizar el programa HEC-HMS es necesario obtener el número de curva, fue utilizada la siguiente ecuación que los relaciona.

$$CN = \frac{5.080}{50,8 + P_o(mm)}$$

Siendo

CN: número de curva.

P_o (mm): umbral de escorrentía.

Con esto se creó la tabla siguiente. Se calculó el umbral de escorrentía y el número de curva para el área total mediante ponderación de las diferentes áreas.

Tabla 23.- Umbral de escorrentía y número de curva por área y total. Fuente: elaboración propia.

Tipo	Área (km ²)	% área total	P _o (mm)	CN
1	0,295	18,94	15	14,6198
2	0,341	21,89	0	21,8894
3	0,922	59,17	8	51,1231
Total	1,558	100	7,57	87,6323

Por último, se determinaron los cuantiles de precipitación diaria máxima anual para los periodos de retorno considerados.

Existen tres pluviómetros en las cercanías de la cuenca asociada a la presa de las navas. Uno se encuentra en la propia presa y es propiedad de la Confederación Hidrográfica del Ebro. Otro se encuentra en la comunidad de Loarre, ubicada a aproximadamente 4 km desde la presa, y también es propiedad de la confederación. El último se encuentra en la comunidad de Ayerbe, también a unos 4 km de la presa, pero en otra dirección, propiedad de la Agencia Española de Meteorología.

Conociendo esto se utilizó nuevamente un ambiente GIS para determinar, mediante polígonos de Thiessen, el peso que le corresponde a cada uno en la cuenca. Luego de realizado se determinó que solo tiene influencia el que está ubicado en la presa, como se muestra en la siguiente imagen.



Figura 81.- Polígonos de Thiessen a partir de los tres pluviómetros cercanos a la presa. Fuente: elaboración propia.

Con esto conocido se procedió a solicitar a la Confederación Hidrográfica del Ebro a través de su servicio SAIH los datos pluviómetros de la estación de la presa.

Con los datos obtenidos se procedió a su análisis. Se determinó que estos no eran suficientes ya que solo abarcan 18 años de estudios por lo que no se utilizó la máxima precipitación diaria sino más bien un ajuste a partir de definir un umbral mínimo a partir del cual el dato se selecciona, pero con los siguientes criterios: desviación media, el coeficiente de asimetría y desviación típica lo más parecido posible a los obtenidos de la serie de máximos diarios anuales con una cantidad de datos entre 2 y 3 veces. Habiendo tomado el umbral de 29 mm se obtuvieron 44 datos, que cumple con los criterios establecidos.

Con estos 44 datos y el uso del programa de AFINS, desarrollado por el IIAMA de la UPV, se determinó que la distribución que más se ajusta a los datos suministrados es la GEV, como se muestra en la siguiente imagen.

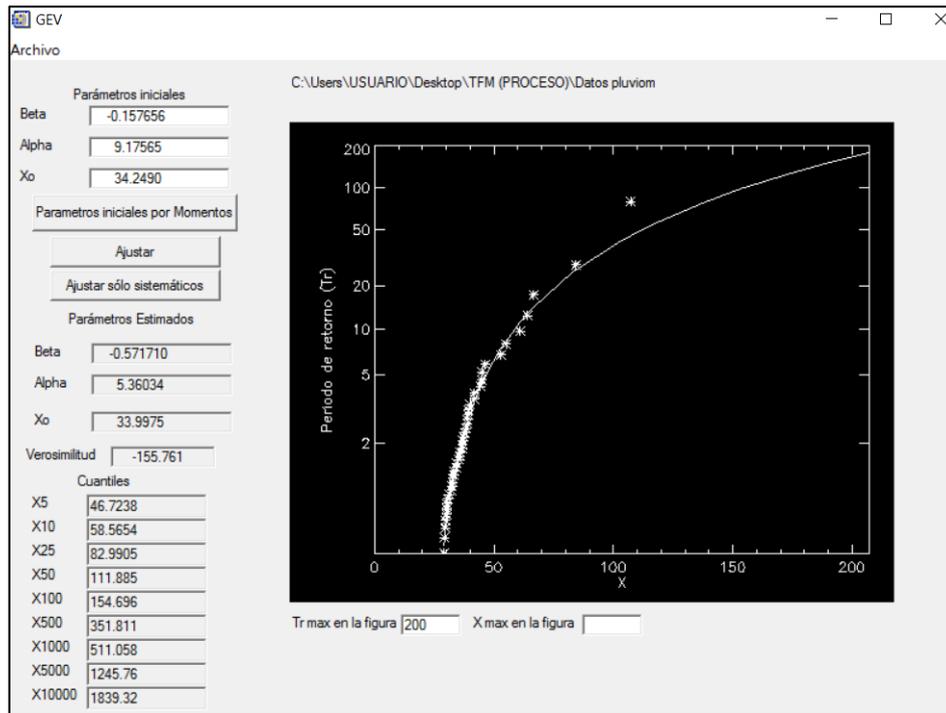


Figura 82.- Resultados distribución GEV. Fuente: software AFINS.

Debido al ajuste realizado con el fin de obtener un mayor número de datos fue necesario calcular los periodos de retorno correspondientes mediante la ecuación:

$$T_{POT,x} = \frac{-\lambda}{\ln \left(1 - \frac{1}{T_{AMS,x}} \right)}$$

Donde:

$T_{POT,x}$ (años): periodo de retorno asociado a los datos seleccionados con umbral.

$T_{AMS,x}$ (años): periodo de retorno asociado a la precipitación diaria máxima anual.

λ : relación entre la cantidad de datos seleccionados con umbral y la cantidad de datos con máxima precipitación diaria anual.

Empleando la ecuación anterior se obtuvieron que para los periodos de retorno de 500 y 5.000 años de máxima precipitación diaria corresponden los periodos de retorno 205,05 y 2.045,95 años respectivamente del ajuste realizado con $\lambda=2,44$.

Usando los datos obtenidos de AFINS (Beta, Alpha y X_0) y con los periodos de retornos obtenidos anteriormente se utilizó la ecuación de GEV y la que relaciona el periodo de retorno

con la probabilidad de excedencia para obtener la precipitación diaria máxima anual para los periodos de retorno de avenida de proyecto (T=500 años) y de avenida extrema (T=5.000 años), que se muestran a continuación.

$$F(P) = e^{-\left(1 - \frac{\beta(P-X_0)}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\beta}}}$$

$$T(P) = \frac{1}{1 - F(P)}$$

Siendo

$$\beta = -0,571710$$

$$\alpha = 5,36034$$

$$X_0 = 33,9975$$

Con ayuda del solver de Excel se obtuvieron las máximas precipitación anual que correspondieron a 221,01 y 757,16 mm para T=500 y 5.000 años respectivamente.

La siguiente tabla muestra un resumen de los datos obtenidos y/o calculados necesarios para el cálculo de los hidrogramas de avenidas.

Tabla 24.- Resumen resultados. Fuente: elaboración propia.

Dato	Valor
Área cuenca	1,558 km ²
t _c	0,8219 h (49,31 min)
t _{lag}	0,4931 h (29,59 min)
P ₀ (mm)	7,57
CN	87,6323
P ₅₀₀	221,01 mm
P _{5.000}	757,16 mm

Para poder tener una aproximación del caudal punta que se debe obtener en el programa HEC-HMS se realizó el cálculo con la ecuación de Témez como paso previo, que se muestra a continuación.

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

Siendo

Q_T (m³/s): caudal máximo correspondiente al periodo de retorno T.

$I(T, t_c)$ (mm/h): intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado T, para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración t_c de la cuenca.

C (adimensional): coeficiente medio de esorrentía.

A (km²): área de la cuenca.

K_t (adimensional): coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

Para poder emplear esta ecuación fue necesario obtener algunos datos adicionales. Para conocer la intensidad de precipitación es necesario aplicar la siguiente ecuación para cada periodo de retorno.

$$I(T, t) = I_d \cdot F_{int}$$

Siendo:

$I(T, t_c)$ (mm/h): intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado T, para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración t_c de la cuenca.

I_d (mm/h): intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T.

F_{int} (adimensional): factor de intensidad.

Para obtener I_d se usó la siguiente expresión.

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

Siendo:

I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T.

P_d (mm): precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T .

K_a (adimensional): factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

Para obtener K_a se utilizó la siguiente ecuación, aplicable para cuencas mayores a 1 km^2 .

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15}$$

Donde:

K_a (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

A (km^2): área de la cuenca.

Obteniendo los siguientes resultados.

$$K_a = 0,9872.$$

A partir del K_a obtenido se calculó I_d para cada periodo de retorno, cuyos resultados se muestran a continuación.

$$I_{d500} = 9,09 \text{ mm/h.}$$

$$I_{d5.000} = 31,14 \text{ mm/h.}$$

Obtenida I_d para cada periodo de retorno solo basta con conocer F_{int} , para poder aplicar la ecuación correspondiente, que se obtiene de la siguiente manera.

$$F_{int} = \max (F_a, F_b)$$

Donde

F_{int} : factor de intensidad.

F_a : factor del índice de torrencialidad (I_1/I_d).

F_b : factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

Debido a que no hay información disponible acerca de las curvas IDF de los pluviógrafos próximos a la cuenca, se tomó en consideración F_a , que se calcula con la siguiente ecuación.

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

Donde:

F_a : factor del índice de torrencialidad (I_1/I_d).

I_1/I_d : índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida.

t (horas): duración del aguacero.

El índice de torrencialidad (I_1/I_d) se obtienen a partir de la siguiente imagen en base a la ubicación de la cuenca. En el caso de la cuenca es igual a 10.

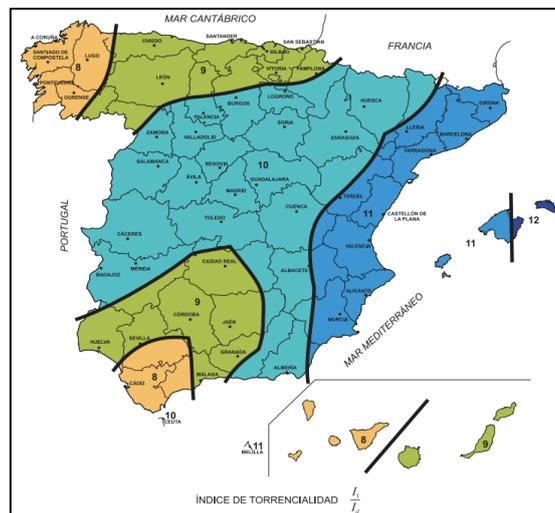


Figura 83.- Mapa del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).

Con estos datos y, de acuerdo con la norma de adoptar el tiempo de lluvia igual al tiempo de concentración se obtuvo:

F_{int} : 11,1974.

$I(500, t_c)$: 101,79 mm/h.

$I(5.000, t_c)$: 348,72 mm/h.

Para obtener K_t solo es necesario aplicar la siguiente ecuación.

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

Obteniendo un valor de K_t igual a: 1,053.

Para obtener el coeficiente de escorrentía C se aplicó la siguiente ecuación.

$$C_T = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2}$$

Donde:

C_T (adimensional): coeficiente de escorrentía para el periodo de retorno T .

P_d (mm): precipitación diaria correspondiente al período de retorno T .

K_a (adimensional): factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

P_0 (mm): umbral de escorrentía.

Pero antes se debe conocer el valor P_0 , que se calcula de la siguiente manera.

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Donde:

P_0 (mm): umbral escorrentía corregido.

P_0^i (mm): valor inicial del umbral de escorrentía. Este es el mismo que se obtuvo para calcular el número de curvo anteriormente.

β (adimensional): coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

β se obtiene empleando la siguiente imagen y con el número que representa la ubicación de la cuenca se obtiene el valor de la tabla 2.5 de la norma. Para este caso resulta ser 1,45.

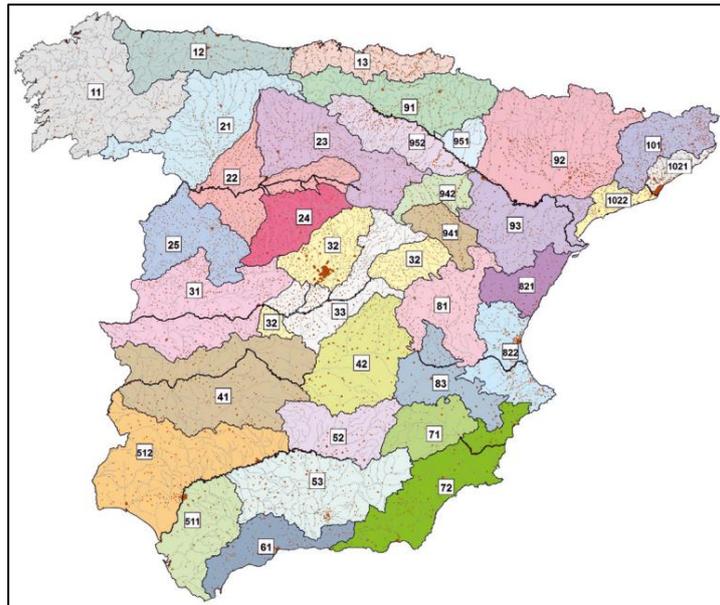


Figura 84.- Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial (2019).

Los resultados de los diferentes coeficientes de escorrentía se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 25.- Resultados coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno. Fuente: elaboración propia.

Periodo de retorno	P_o^i	β	P_o	P_d	K_a	C_T
500	7,57	1,45	10,98	221,01	0,987	0,849
5.000	7,58	1,45	10,98	757,16	0,987	0,977

Ya obtenidos todos los parámetros necesarios de la ecuación de Témez se obtuvieron los resultados que se muestran a continuación.

Tabla 26.- Caudales punta para cada periodo de retorno mediante la ecuación de Témez. Fuente: elaboración propia.

Periodo de retorno	$I(T,t_c)$ (mm/h)	C (adimensional)	A (km ²)	K_t (adimensional)	Q_T (m ³ /s)
500	101,79	0,849	1,558	1,053	39,37
5.000	348,72	0,977	1,558	1,053	155,22

Para poder emplear el programa HEC-HMS, solo resta obtener las lluvias correspondientes a cada periodo de retorno. Para esto se utiliza una lluvia por bloques alternos de 24 horas de duración. Cada bloque se obtuvo mediante la ecuación siguiente.

$$b_k = k \cdot I_T(k, \Delta t) - \sum_{j=1}^{k-1} b_j$$

Donde:

b_k : bloque número k.

b_j : bloque número j (anterior al k, excepto en el bloque 1).

k: número de bloque.

$I_T(k, \Delta t)$: intensidad de lluvia para cada periodo de tiempo, dependiendo del número de bloque. Se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$I_T(k, \Delta t) = I_d \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1-t^{0,1}}}{28^{0,1}-1}}$$

I_d e I_1/I_d son datos ya conocidos, que se muestran a continuación.

$I_{d500} = 9,09$ mm/h.

$I_{d5.000} = 31,14$ mm/h.

$I_1/I_d = 10$.

Para calcular los bloques se tomó una duración total de lluvia de 24 horas y duración de bloque de 20 y 5 min para periodo de retorno 500 y 5.000 años respectivamente. En las siguientes gráficas se muestran dichas lluvias.

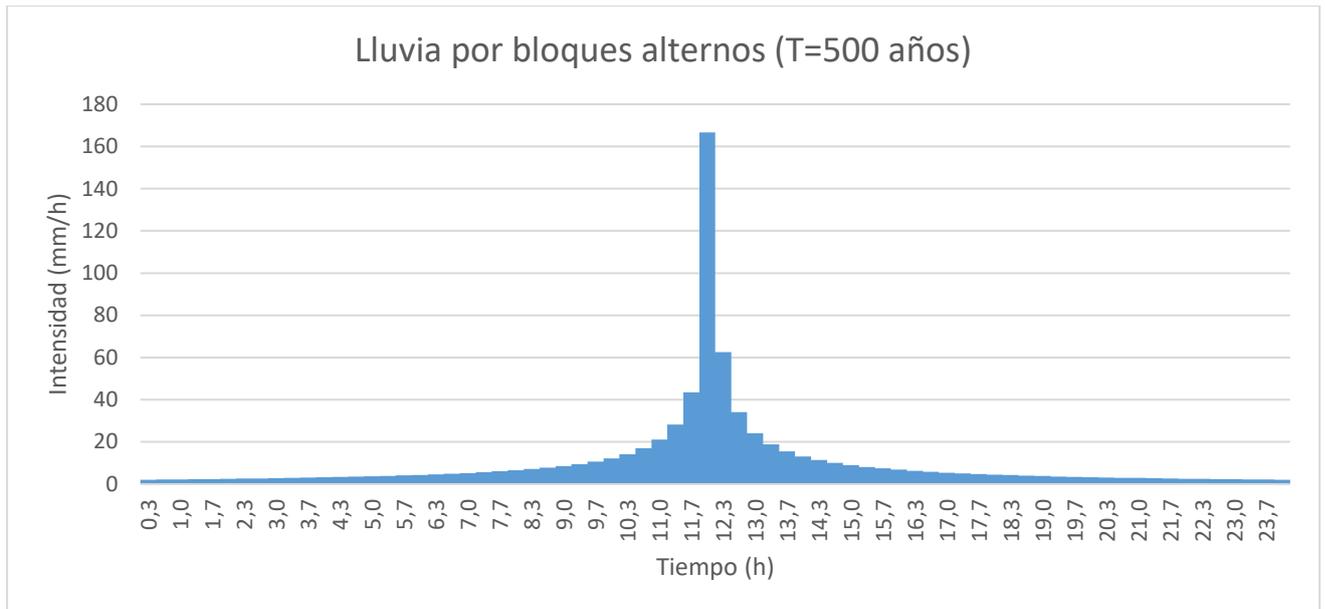


Figura 85.- Lluvia por bloques alternos para T=500 años. Fuente: elaboración propia.

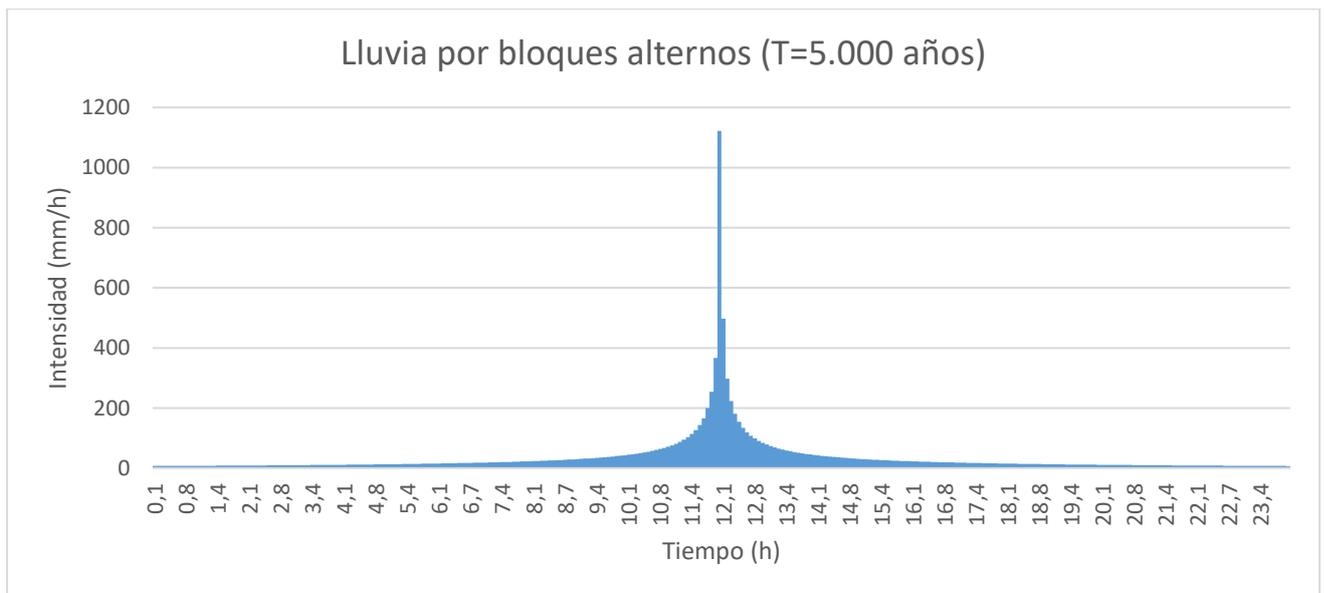


Figura 86.- Lluvia por bloques alternos para T=5.000 años. Fuente: elaboración propia.

Luego de haber introducido los datos necesarios en el HEC-HMS se obtuvieron los hidrogramas de avenidas. Las próximas imágenes muestran dichos hidrogramas.

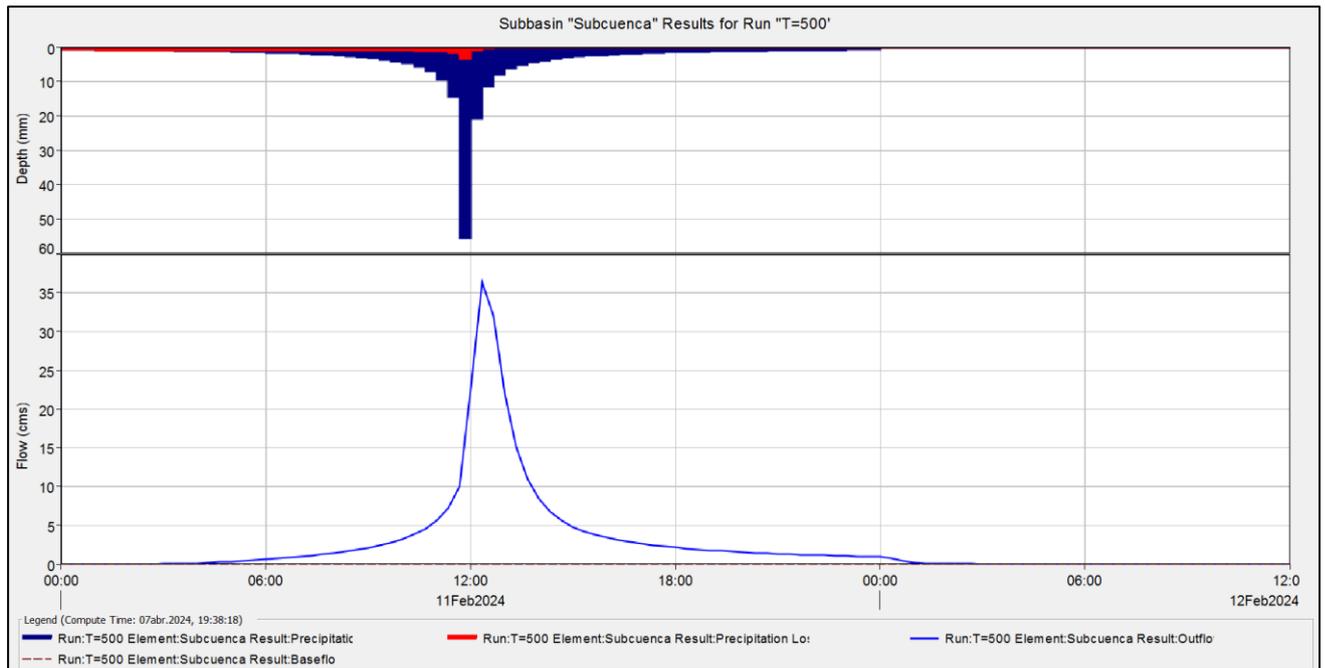


Figura 87.- Resultados del programa HEC-HMS para T=500 años. Fuente: HEC-HMS.

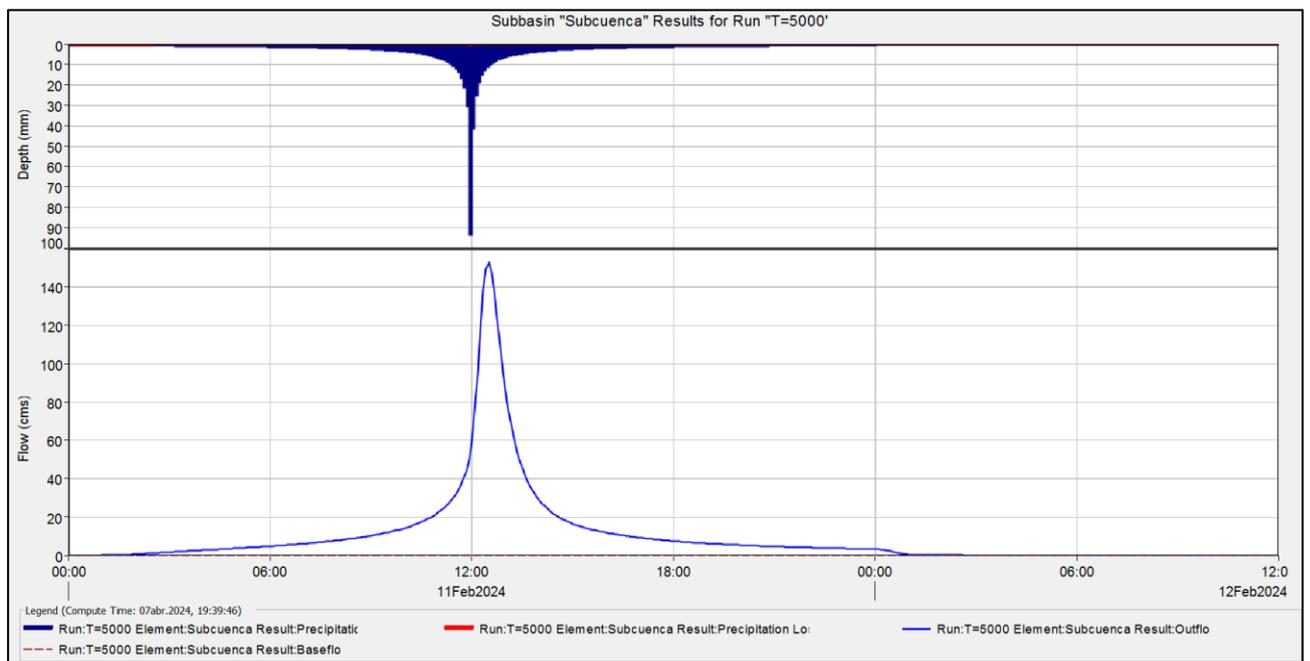


Figura 88.- Resultados del programa HEC-HMS para T=5.000 años. Fuente: HEC-HMS.

Los resultados fueron de:

- Caudal punta de 36,4 m³/s y un volumen de 325.000 m³ para T=500 años.
- Caudal punta de 152,6 m³/s y un volumen 1.254.100 m³ para T=5.000 años.

Caudales punta muy próximos a los obtenidos mediante el método de Témex que fueron de 39,37 m³/s y 155,22 m³/s para 500 y 5.000 años respectivamente.

4.3.3.- Capacidad hidráulica del aliviadero

Para determinar si el aliviadero desagua apropiadamente ambas avenidas se utilizó la curva de gasto existente en el documento XYZT de la presa para crear una hoja Excel. Mediante un simple balance es suficiente para poder determinar el hidrograma laminado a la salida del aliviadero. En el apéndice A. Tablas se muestran los datos de dicha curva de gasto que representa el caudal saliente por el vertedero en función de la altura encima del labio de vertido.

En las siguientes gráficas se muestran los hidrogramas laminados de ambos periodos de retorno considerados.

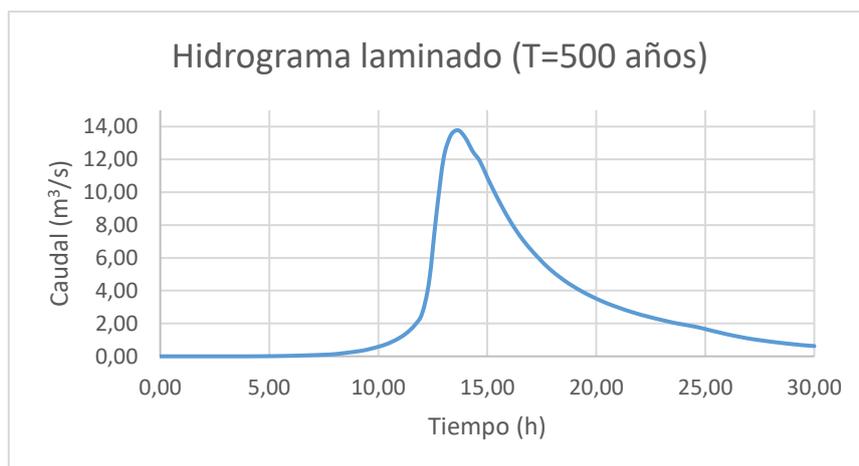


Figura 89.- Hidrograma laminado para T=500 años. Fuente: elaboración propia.

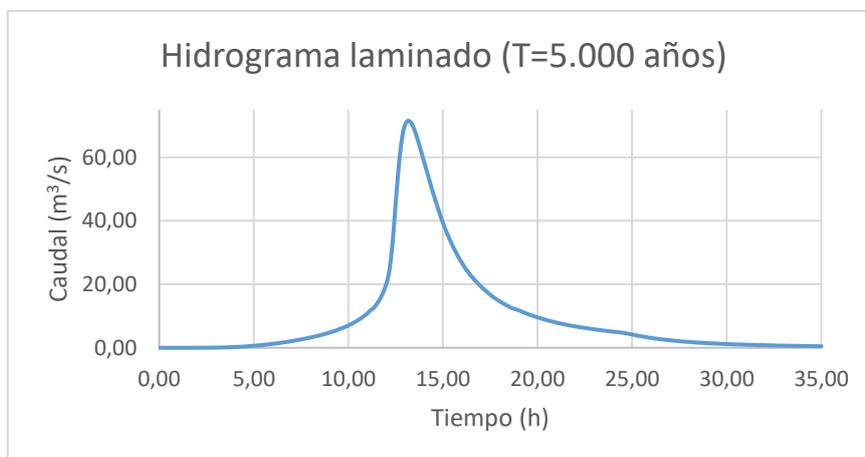


Figura 90.- Hidrograma laminado para T=5.000 años. Fuente: elaboración propia.

También se obtuvieron los niveles alcanzados por el embalse. Cabe mencionar que la cota de coronación es la 648,52 m.s.n.m. y posee un pretil de 0,80 m que representa la cota de vertido que es la 649,32 m.s.n.m. Para la avenida de T=500 años el embalse alcanza un nivel de 647,72 m.s.n.m., lo que representa un resguardo de 1,60 m y para la avenida de T=5.000 años 648,45 m.s.n.m., lo que representa un resguardo de 0,87 m. A partir de estos resultados, se concluye que el labio de vertido tiene suficiente capacidad de desagüe sin comprometer la seguridad de la presa ya que los resguardos obtenidos no representan un peligro para esta.

Los caudales punta laminados de avenida de proyecto (T=500 años) y de avenida extrema (T=5.000 años) resultaron ser de 13,77 m³/s y 71,51 m³/s respectivamente.

4.3.4.- Capacidad hidráulica del canal de descarga del aliviadero

El primer paso fue determinar la capacidad de los dos tubos circulares de 1.500 m que atraviesan el camino de acceso a la coronación. Usando las ecuaciones de Manning, se determinó que la capacidad máxima es de 2,08 m³/s para cada uno sin entrar en carga, lo que representa un total de 4,16 m³/s que resulta ser muy inferior a los caudales de avenida de proyecto (T=500 años) y de avenida extrema (T=5.000 años). La primera medida a considerar es remover los tubos mencionados y en su lugar dejar la misma sección del canal en ese tramo. En cuanto a la carretera es necesario colocar un puente de vigas biapoyado para mantener ese acceso.

Para determinar la capacidad hidráulica del canal de descarga del aliviadero se calcularon los calados normal y crítico de cada uno de los tramos de este. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para los diferentes tramos que componen el canal de descarga.

Tabla 27.- Calados normal y crítico para los diferentes tramos y caudales punta laminados. Fuente: elaboración propia.

Tramo	Longitud (m)	Cota inicial (m.s.n.m.)	Cota final (m.s.n.m.)	b (m)	z	h (m)	l_0	Q (m ³ /s)	Y_n	Y_c
1	197,10	645,32	645,11	2,0	1	1,50	0,001	13,77	1,78	1,34
								71,51	3,92	3,16
2	50,00	644,40	639,23	2,0	0	0,60	0,1034	13,77	0,61	1,69

								71,51	2,15	5,07
3	13,00	639,23	638,21	2,0	0	0,60	0,0704	13,77	0,70	1,69
								71,51	2,52	5,07
4	58,00	638,21	635,24	2,0	0	0,60	0,0512	13,77	0,79	1,69
								71,51	2,89	5,07
5	40,50	635,24	633,24	2,0	0	0,60	0,0494	13,77	0,80	1,69
								71,51	2,93	5,07

4.3.5.- Conclusión análisis cuantitativo

Del análisis cuantitativo realizado a la presa se concluye que el aliviadero es capaz de desaguar tanto la avenida de proyecto (T=500 años) como la avenida extrema (T=5.000 años) sin que se produzcan niveles del embalse que provoquen sobrevertido por encima de la coronación que comprometan la seguridad de la presa. No obstante, el canal de descarga del aliviadero es incapaz de desaguar estas avenidas, por lo que se realizará la propuesta correspondiente.

5.- PROPUESTA DE ACTUACIONES PARA LA MEJORA

A continuación, se describen las actuaciones para la mejora consideradas.

5.1.1.- Canal de descarga

Se debe definir cómo será el reintegro al río ya que este afecta considerablemente el trazado en planta del canal de descarga. En este caso se puede disponer de dos posibilidades:

1. Con la alineación recta de la rápida, se reintegra directamente al río protegiendo en este márgenes y lecho en la zona del impacto de la lámina vertiente para evitar problemas de erosión local en el cauce. Esta posibilidad mantiene el trazado existente actualmente.
2. Trazado curvo en el tramo final de la rápida con peralte de la solera del canal e incluso con bateolas en el cajero externo con lanzamiento de la lámina vertiente lo más alineadamente posible con el flujo en el cauce.

La primera de las soluciones es más directa y tan solo necesitaría delimitar la zona del cauce, lecho y márgenes, a proteger. Mientras que la segunda haría imprescindible la modelación

física reducida para su diseño definitivo. No obstante, este tipo de modelación también sería de interés en el caso de la primera opción para delimitar el campo de presiones y tensiones ejercido por el flujo en el cauce a la hora de diseñar su protección

Como quiera que el diseño hidráulico definitivo del aliviadero de la presa debe ser objeto de proyecto independiente y queda fuera del alcance de este trabajo, estas son las dos opciones que aquí se plantean y con este nivel definición.

En cualquier caso, el comportamiento hidráulico del cauce en esta zona de reintegro de caudales es fundamental por lo que se hace necesaria la modelación hidráulica del mismo. Por ese motivo se incluye dicha modelación entre los estudios realizados en este trabajo.

Habiendo optado por la primera posibilidad, se procedió a diseñar el canal para los criterios descritos anteriormente.

Mediante una hoja de cálculo Excel se determinaron los calados normal y crítico de los diferentes tramos propuestos y las curvas de remanso S2 a fin de conocer el calado del agua al inicio y al final de cada tramo del canal. Después de varias iteraciones se eligió el que canal que generara un calado al inicio con un resguardo adecuado con respecto al labio de vertido del aliviadero para evitar que este trabaje anegado. También se decidió, para obtener un mejor funcionamiento, rebajar la cota de solera del inicio del canal de descarga en 1 m por lo que el inicio del canal se realiza en la cota 644,32 m.s.n.m. La siguiente tabla muestra los calados normal y crítico, así como el calado al inicio y al final de cada tramo calculados mediante Excel.

Tabla 28.- Calados normal y crítico, inicial y final para los diferentes tramos y caudales punta laminados del canal propuesto.

Fuente: elaboración propia.

Tramo	Longitud (m)	Cota inicial (m.s.n.m.)	Cota final (m.s.n.m.)	b (m)	z	l_0	Q (m ³ /s)	Y_n	Y_c	y_i (m)	y_f (m)
1	161,18	644,31	644,159	5,0	1	0,001	13,77	1,17	0,86	1,11	0,86
							71,51	2,94	2,34	2,80	2,69
2	85,62	644,159	637,50	7,0	0	0,078	13,77	0,27	0,73	0,73	0,27

Tramo	Longitud (m)	Cota inicial (m.s.n.m.)	Cota final (m.s.n.m.)	b (m)	z	l_0	Q (m ³ /s)	Y_n	Y_c	y_i (m)	y_f (m)
							71,51	0,75	2,19	2,19	0,89
3	89,63	637,50	632,94	7,0	0	0,0509	13,77	0,31	0,73	0,27	0,30
							71,51	0,87	2,19	0,89	0,87
4	55,32	632,94	632,40	7,0	0	0,0098	13,77	0,51	0,73	0,30	0,44
							71,51	1,50	2,19	0,87	1,01

Luego de realizado esto se realizó el modelo 1D en HEC-RAS para verificar su comportamiento y para poder verificar los demás criterios que se tratan en lo adelante.

Para determinar la altura de cajeros necesaria del canal de descarga se usaron los siguientes criterios:

- Manejo del caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años) con el resguardo que establece la USBR mediante la siguiente ecuación:

$$r = 2 + 0,025vy^{0,5}$$

Donde:

r: resguardo mínimo.

v: velocidad en pies/s.

y: calado en pies.

- Manejo del caudal punta laminado de avenida extrema (T=5.000 años) sin que se produzca desbordamiento fuera de este.

A modo de resumen, se incluye en la siguiente tabla la altura de cajero necesaria en cada tramo, tanto al inicio como al final del mismo, a partir de los resguardos recomendados mencionados anteriormente. Los calados al inicio y al final de cada tramo, dependiendo el caso, se obtuvieron mediante las curvas de remanso correspondientes.

Tabla 29.- Altura de cajeros necesaria para los diferentes tramo y caudales. Fuente: elaboración propia.

Tramo	b (m)	z	l_0	Q (m ³ /s)	Y_n	Y_c	y_i (m)	y_f (m)	r_i (m)	r_f (m)	$h_{necinicio}$ (m)	$h_{necfinal}$ (m)
1	5,0	1	0,001	13,77	1,17	0,86	1,04	0,77	0,72	0,71	1,76	1,48
				71,51	2,94	2,34	2,61	2,30	0,00	0,00	2,61	2,30
2	7,0	0	0,0778	13,77	0,27	0,73	0,73	0,26	0,71	0,78	1,44	1,04
				71,51	0,75	2,19	2,19	0,88	0,00	0,00	2,19	0,88
3	7,0	0	0,0509	13,77	0,31	0,73	0,26	0,29	0,78	0,77	1,04	1,06
				71,51	0,87	2,19	0,88	0,82	0,00	0,00	0,88	0,82
4	7,0	0	0,098	13,77	0,51	0,73	0,29	0,41	0,77	0,75	1,06	1,16
				71,51	1,50	2,19	0,82	0,92	0,00	0,00	0,82	0,92

Para el tramo uno, el más restrictivo es 2,61 m resultado de la avenida extrema, pero se usará 2,75 m para dejar un margen a pesar de no ser necesario. Para los tramos 2, 3 y 4, el más restrictivo resultó ser, también, de la avenida extrema, que en este caso es 2,19 m, pero al igual que en el caso anterior se usará un poco mayor para dejar un margen, eligiendo 2,30 m. Estas alturas quedan pendientes de confirmarse debido a cálculos que se realizan más adelante.

Debido a que entre el tramo 1 y 2 hay un cambio de sección se realizó, en el modelo 1D de HEC-RAS, una transición suave en la parte de pendiente suave. Con transición suave se refiere a que la longitud, entre la última sección del tramo 1 y la primera del tramo 2, es por lo menos cuatro veces el cambio de ancho superior. Como del tramo 1 al 2 pasa de un ancho superior de 10,50 m a 7,00 m se debe por lo menos tener una transición de 14,0 m y para este fue adoptada una longitud de 15,0 m. Se realizaron interpolaciones entre ambas secciones cada 0,1 m a fin de tener la mayor precisión posible.

Ya con el modelo realizado con lo realizado hasta ahora, se verificó que el nivel del agua al inicio del canal. Para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años), el calado de la lámina de agua al inicio es de 1,04 m lo que representa una cota de 645,35 m.s.n.m. y un resguardo de 1,97 m ya que, como mencionado anteriormente, la cota del labio de vertido del aliviadero se encuentra a 647,32 m.s.n.m. Para el caudal punta laminado de avenida extrema

(T=5.000 años) el calado es 2,61 m para una cota de lámina de agua de 646,92 m.s.n.m. y un resguardo de 0,40 m. Estos resguardos se consideran adecuados en ambos casos y se admiten como válidos.

En el tramo numero una existe una curva en planta para la cual se realizó una verificación a fin de comprobar que el agua no sobrepase la altura de los cajeros. Se utilizaron las siguientes ecuaciones y se toma en consideración la más desfavorable.

$$\Delta y = \frac{v^2 b}{g r_c}$$

Siendo:

v: velocidad.

b: ancho.

g: gravedad.

r_c: radio medio de la curva.

$$\Delta y = 2,3 \frac{v^2}{g} \log \log \frac{r_0}{r_i}$$

Siendo:

v: velocidad.

g: gravedad.

r₀: radio exterior de la curva.

r_i: radio interior de la curva.

Con ayuda de HEC-RAS se determinaron los puntos donde el calado es máximo, tanto para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años) como para el caudal punta laminado de avenida extrema (T=5.000 años). En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos para las dos ecuaciones mostradas anteriormente en los puntos donde el calado es máximo en la curva.

Tabla 30.-Resultados sobreelevación y resguardos en curva horizontal. Fuente: elaboración propia.

Q (m³/s)	h(m)	y (m)	Δy1	Δy2	r(m)
13,77	2,75	1,03	0,02	0,02	1,70
71,51	2,75	2,60	0,10	0,10	0,05

En los resultados se puede apreciar que para ambos caudales la sobreelevación de la lámina de agua no provoca la salida del canal de descarga por lo que en este aspecto es bueno el funcionamiento. En el Apéndice A. Tablas se encuentran los datos de todos los puntos de la curva para ambos caudales considerados.

También, en los tramos donde se produce el régimen rápido, se verificó que la altura de cajeros es suficiente para el efecto producido por la emulsión. Para ello se utilizaron las siguientes ecuaciones.

$$\frac{\underline{C}}{1 - \underline{C}} = 0,1 \sqrt{0,2 F^2 - 1}$$

Siendo:

\underline{C} : concentración media de aire.

F : número de Froude.

$$\frac{y_{mix}}{y} = \frac{1}{1 - \underline{C}} \cdot \frac{1}{1 - \underline{C}}$$

y_{mix} : calado aireado o esponjado.

y : calado líquido.

\underline{C} : concentración media de aire.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos por las ecuaciones en el punto donde se produce la máxima sobreelevación debido a este fenómeno.

Tabla 31.-Resultados sobre elevación por emulsión. Fuente: elaboración propia.

Q (m ³ /s)	h(m)	y (m)	F	C	y _{mix} (m)	r(m)
13,77	2,30	0,41	2,36	0,03	0,42	1,88
71,51	2,30	1,17	2,56	0,05	1,24	1,06

De acuerdo con los resultados obtenidos, también cumple este criterio y es que el fenómeno de emulsión no representa una salida de agua por encima de los cajeros. En el Apéndice A. Tablas se encuentran los datos de todos los puntos donde se produce emulsión para ambos caudales considerados.

Otro dato obtenido del modelo 1D del aliviadero es el calado de salida para ambos casos. Para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años) el calado de salida es de 0,41 m y para el caudal punta laminado de avenida extrema (T=5.000 años) 0,92 m.

En las siguientes imágenes se muestran los perfiles longitudinales del canal para los caudales punta laminados de proyecto (T=500 años) y de avenida extrema (T=500 años).

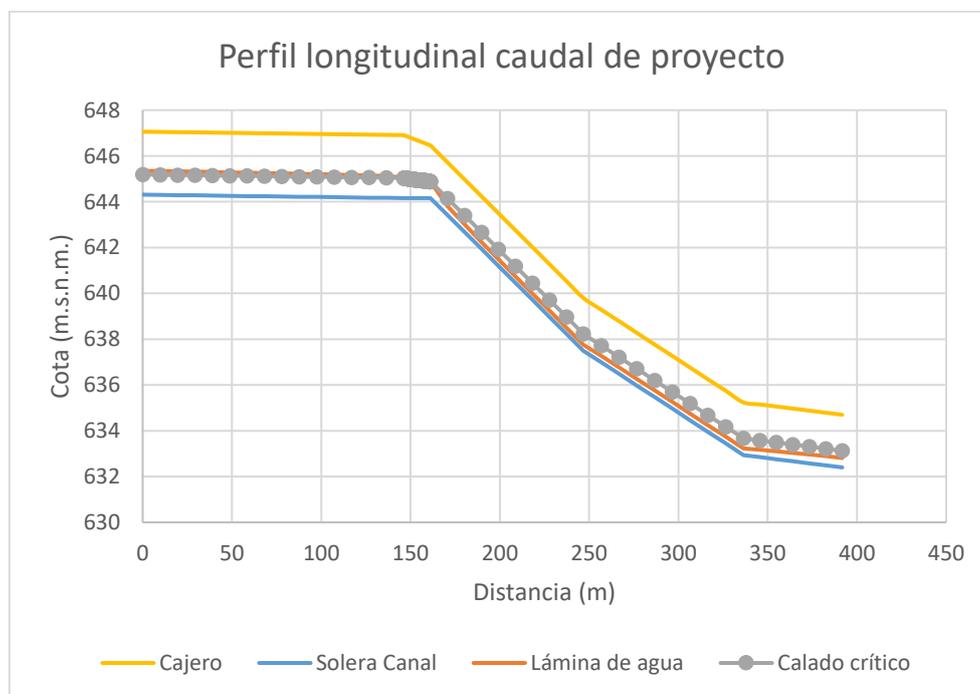


Figura 91.- Perfil longitudinal del canal para el caudal de proyecto (T=500 años). Fuente: elaboración propia con datos de HEC-RAS.

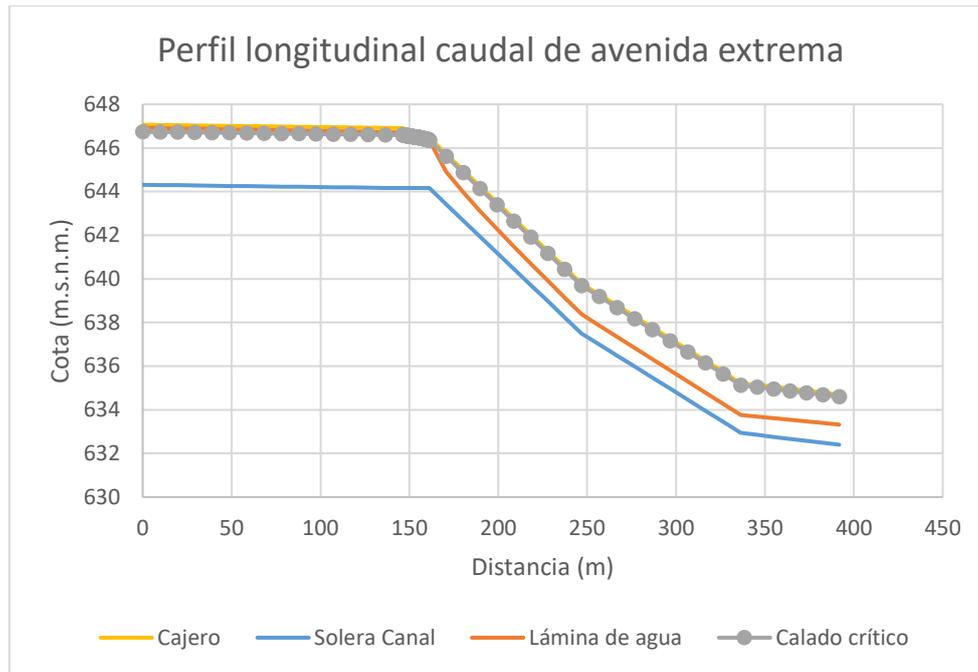


Figura 92.- Perfil longitudinal del canal para el caudal de avenida extrema ($T=5.000$ años). Fuente: elaboración propia con datos de HEC-RAS.

También se diseñó la salida del canal hacia el cauce natural para que tenga una pendiente ascendente con un ángulo de 30° a fin de que el agua caiga en un punto adecuado del cauce. Este ángulo se tomó del libro *Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2* de Locher, F.A. & Hsu, S.T. del año 1984, que especifica que un valor normal de ese ángulo está entre 20° y 45° , por lo que el adoptado fue un punto intermedio. Conocido el ángulo de salida se debe realizar el acuerdo para unir el último tramo del canal con la salida. Este acuerdo debe tener un radio de por lo menos cuatro veces el calado en la salida. El calado de salida para el caudal punta laminado de avenida de proyecto ($T=500$ años) es de 0,41 m y para el caudal punta laminado de avenida extrema ($T=5.000$ años) es 0,92 m. Como son valores bastantes similares se decidió usar el del caudal de avenida extrema y para que sea un número exacto se optó por tener un radio de 4 m.

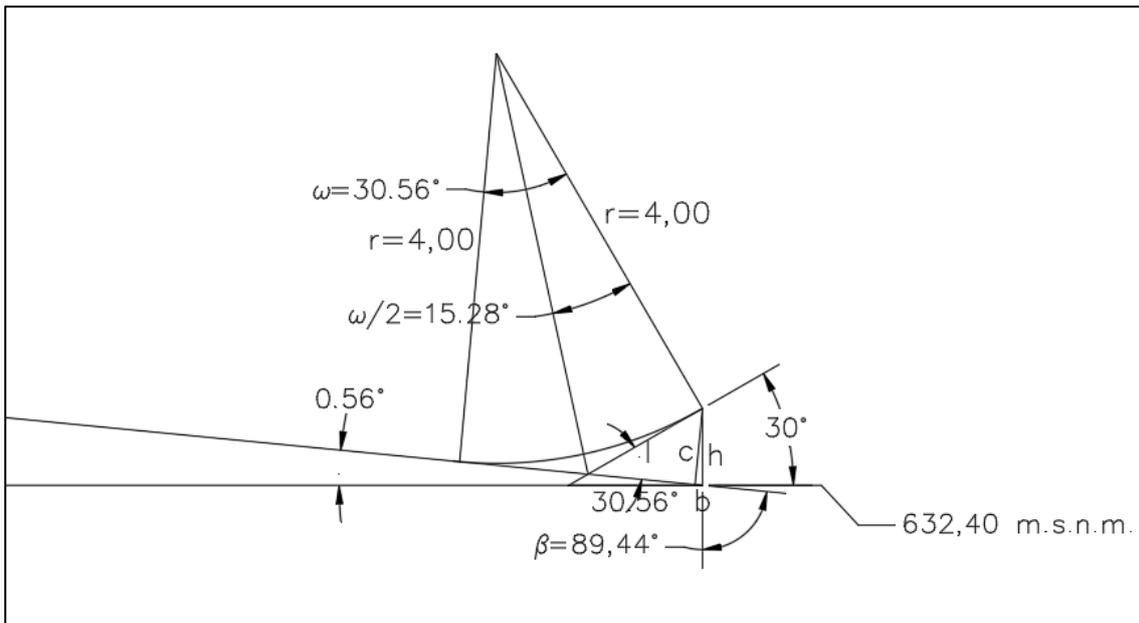


Figura 93.- Diseño hidráulico salida del canal (no a escala). Fuente: elaboración propia.

$$r = 4$$

$$\omega = 30,56^\circ$$

$$\frac{\omega}{2} = 15,28^\circ$$

$$\beta = 89,44^\circ$$

$$\tan \tan \frac{\omega}{2} = \frac{l}{r}; l = r * \tan \tan \frac{\omega}{2} = 4 * \tan \tan 15,28^\circ = 1,09 \text{ m}$$

$$\frac{c}{l} = \sin \sin \omega; c = l * \sin \sin \omega = 1,09 * \sin \sin 30,56^\circ = 0,55 \text{ m}$$

$$\tan \tan \beta = \frac{c}{b}; b = \frac{c}{\tan \tan \beta} = \frac{0,55}{\tan \tan 89,44^\circ} = 0,0054 \text{ m}$$

$$h = \sqrt{b^2 + c^2} = \sqrt{0,55^2 + 0,0054^2} = 0,55 \text{ m}$$

Por tanto, para conseguir que al ángulo de salida sea de 30° el punto final del canal de descarga debe aumentarse 0,55 m pasando este a la cota 632,95 m.s.n.m. con el acuerdo entre el tramo final y este punto de 4 m de radio.

5.1.2.- Restitución al cauce

Se realizó el modelo 1D del cauce para conocer el nivel del agua como condición de contorno en la zona de la zanja de socavación para cada uno de los caudales, para esto se empleó el

MDT del instituto Geográfico Nacional con salto de malla de 2 m. Se modelizó un kilómetro de cauce y se adoptaron los siguientes coeficientes de Manning:

- Para el lecho se utilizó la ecuación de Strickler que se muestra a continuación.

$$\eta = \frac{D_{50}^{\frac{1}{6}}}{31,3}$$

Donde:

D_{50} (pies): diámetro medio en pies

De las imágenes satelitales y de la visita realizada se estimó un diámetro medio en el lecho de 10 cm. Realizando el cálculo correspondiente se determinó que:

$$\eta_{lecho} = 0,0265$$

- Para obtener el coeficiente en las márgenes se utilizó la tabla que viene por defecto en HEC-RAS.

$$\eta_{margen} = 0,030$$

Del modelo del río se determinó la cota de la lámina de agua en el entorno de la salida del canal de descarga del aliviadero al cauce en régimen permanente. Para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años) la cota de la lámina se sitúa en la 632,30 m.s.n.m. y para el caudal punta laminado de avenida extrema (T=5.000 años) 632,64 m.s.n.m. En las siguientes imágenes se muestra los perfiles longitudinales del río para ambos caudales y la sección transversal con las cotas mencionadas anteriormente.

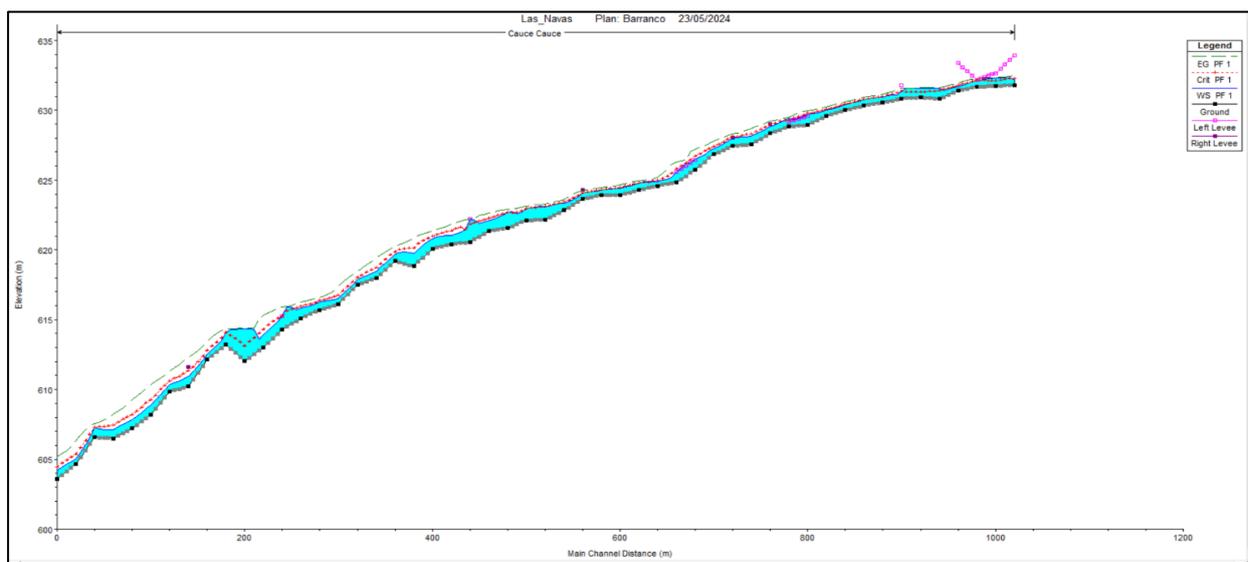


Figura 94.- Perfil longitudinal del río para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años). Fuente: HEC-RAS.

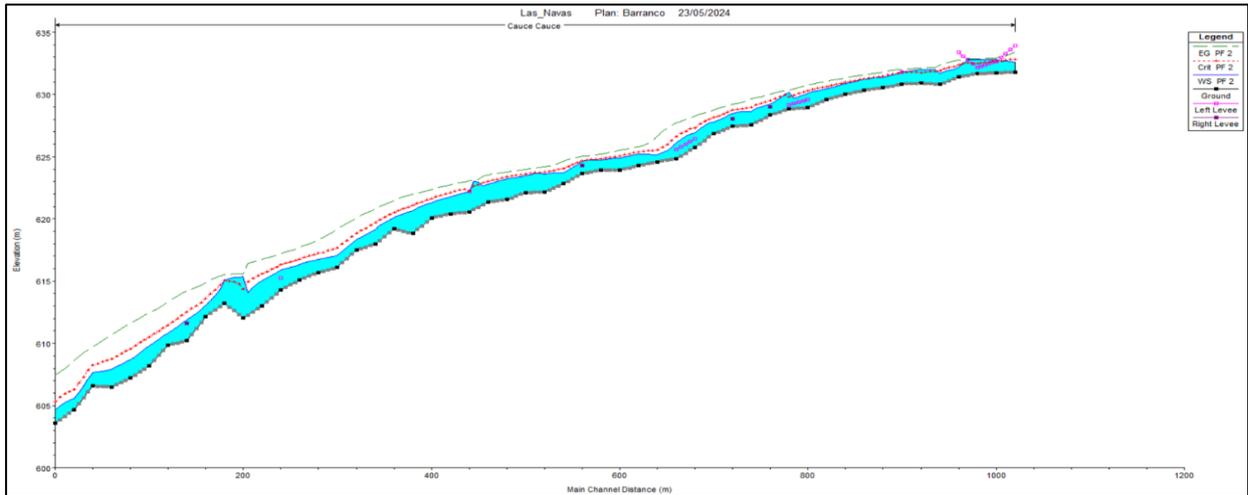


Figura 95.- Perfil longitudinal del río para el caudal punta laminado de avenida extrema ($T=5.000$ años). Fuente: HEC-RAS.

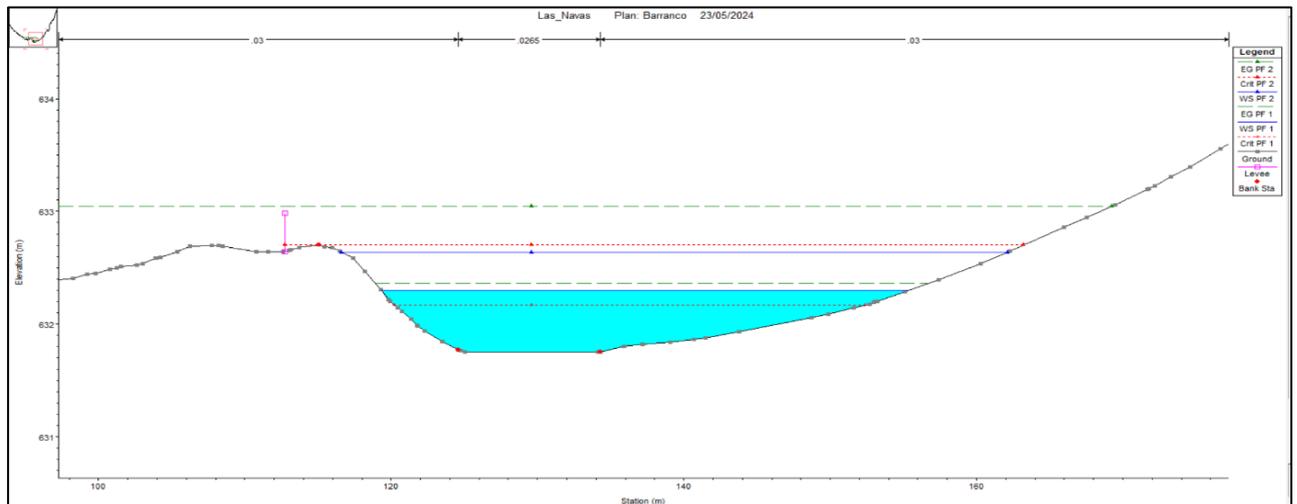


Figura 96.- Sección transversal río. Fuente: HEC-RAS.

También, en el libro Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2 de Locher, F.A. & Hsu, S.T. del año 1984, especifica la siguiente ecuación que calcula la longitud de caída desde la salida en función de la velocidad el agua y el ángulo de salida.

$$L_0 = \frac{v_0^2}{g} \sin \sin 2\theta$$

Siendo:

L_0 : distancia de caída del agua.

v_0 : velocidad de salida del agua.

g : gravedad.

θ : ángulo de salida del canal.

Con el ángulo de salida de 30° y la velocidad de salida de cada uno de los caudales punta laminados, de avenida de proyecto ($T=500$ años) y de avenida extrema ($T=5.000$ años), se calculó la distancia de caída de agua para cada caso, resultando:

L_0 (caudal punta laminado de avenida de proyecto ($T=500$ años)): 2,00 m.

L_0 (caudal punta laminado de avenida extrema ($T=5.000$ años)): 10,80 m.

Además, en el referido libro se especifica la profundidad máxima de la fosa de socavación con el ángulo, que se obtiene con el ángulo de salida y el calado crítico.

$$t_{max} = 6h_{cr} \tan \alpha_1$$

Siendo:

t_{max} : profundidad máxima de la fosa de socavación.

h_{cr} : calado crítico en la salida del canal.

α_1 : ángulo talud de la fosa de erosión, obtenido de la siguiente gráfica a partir de α que es el ángulo de salida en el canal.

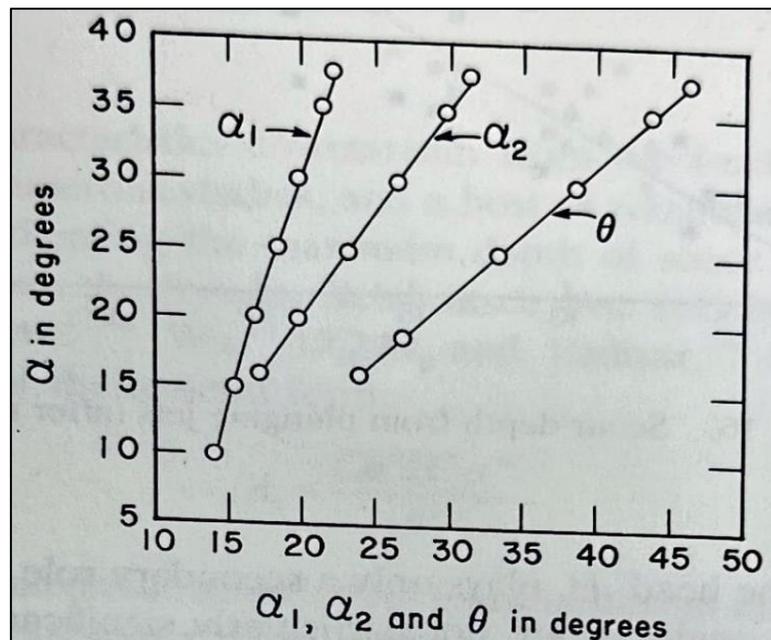


Figura 97.- Gráfico para obtener α_1 , α_2 y θ a partir de α . Fuente: *Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2* (Locher, F.A. & Hsu, S.T.; 1984).

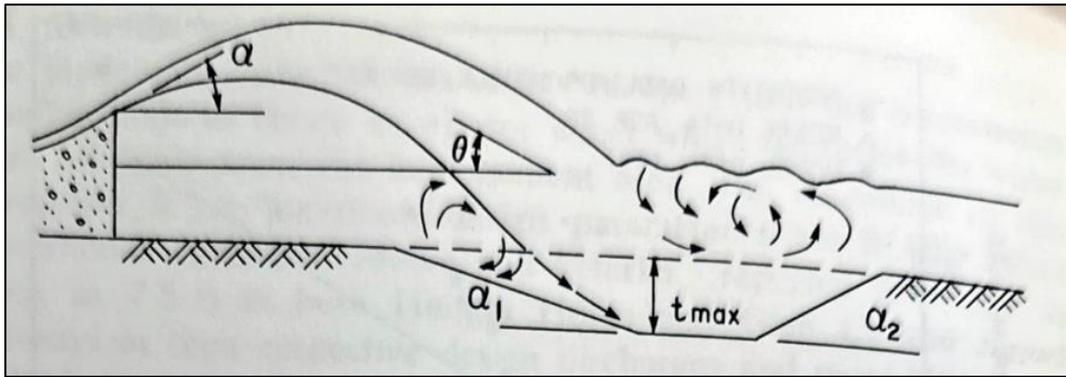


Figura 98.- Relación de agujeros de socavación. Fuente: *Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2* (Locher, F.A. & Hsu, S.T.; 1984).

Empleando los siguientes datos para el caudal punta laminado de avenida de proyecto (T=500 años), se determinó la profundidad.

$$h_{tr} = 0,73$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$\alpha_1 = 19^\circ$$

$$\alpha_2 = 25^\circ$$

$$\theta = 38^\circ$$

$$t_{max} = 1,51 \text{ m}$$

El esquema siguiente muestra como quedó conformada la fosa de erosión en el cauce del barranco de acuerdo a los resultados y al esquema propuesto. La longitud de esta a lo largo del cauce es de 14 m que es igual a 2 veces el ancho del canal en su salida. La protección necesaria de este debe ser diseñada mediante cálculos posteriores y/o ensayos en modelo físico reducido ya que no son objeto de realización del presente trabajo. También debe ser protegida toda el área que está cubierta por la lámina de inundación del caudal de avenida de avenida extrema, es decir que, debe ser protegido todo el cauce en la zona de la fosa de socavación hasta la cota 632,64 m.s.n.m. En este caso el canal de descarga en ninguno de los caudales queda anegado ya que la cota de salida del canal de descarga queda en 632,95 m.s.n.m.

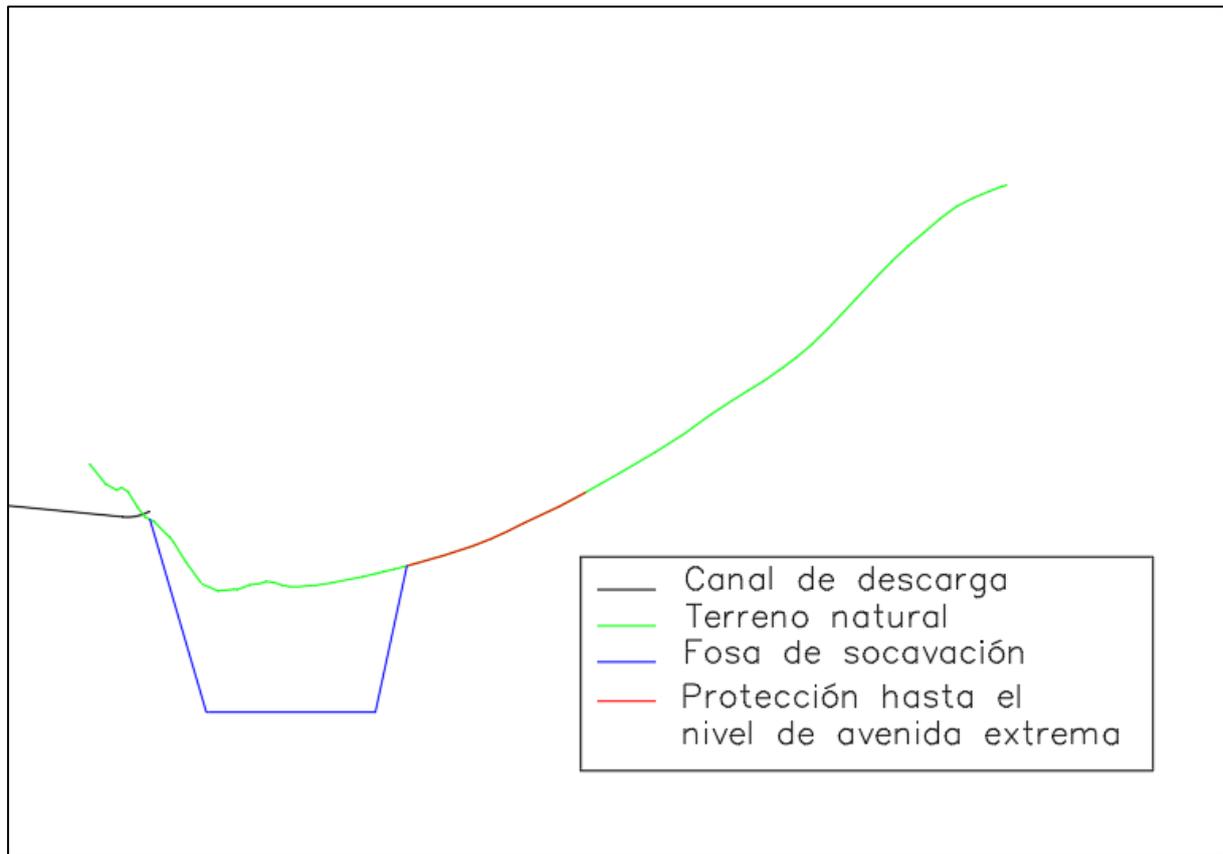


Figura 99.- Sección fosa de socavación (no a escala). Fuente: elaboración propia.

5.1.3.- Resultado

Por último, la siguiente planta muestra cómo queda conformado el canal de descarga del aliviadero y la fosa de erosión para proteger el cauce.



Figura 100.- Planta aliviadero, canal de descarga y fosa de socavación. Fuente: elaboración propia.

6.- CONCLUSIONES

La presa de Las Navas está ubicada sobre el barranco del mismo nombre, en el término municipal de Loarre, a unos 35 km de Huesca. Es una presa de materiales sueltos, coronada con pretil de hormigón, de 0,80 m de altura. Posee un aliviadero, de hormigón con labio fijo y planta en forma semicircular tipo “pico de pato”, fuera del cuerpo de la presa, desagüe de fondo o toma de agua, compuesto por dos tuberías de $\varnothing 300$ mm.

En cuanto al análisis cualitativo, a partir de la información disponible de la presa se puede resumir lo siguiente: la presa inició su construcción en el año 1916 y finalizó en el año 1928. Debido al deterioro que mostraba la presa a lo largo de su vida útil y a avenidas producidas en el otoño de 2016, hacían que la de Las Navas se encontrara en una situación de grave inseguridad, que fue necesario solventar con urgencia, debido a que se trata de una presa de categoría B según riesgo de rotura. Producto de esto se realizaron las obras de emergencia en la presa durante el otoño y principios de invierno de 2017. Cuando realizaban el desembalse para la adecuación y duplicación del desagüe de fondo se encontraron una importante cantidad de fangos, pero estos no fueron removidos, sino que se colocó una nueva

embocadura a una cota superior. El estado de conservación del cuerpo de la presa en general es bueno. Los gaviones de ambos estribos están en mal estado. Las reparaciones realizadas entre 2017 y 2022 en los hundimientos puntuales en el espaldón de aguas arriba, podrían sugerir removilizaciones de los materiales granulares del espaldón. En cuanto a la situación geológica, geotécnica y sísmica, el vaso se considera impermeable, no se han encontrado fractura o estructuras tectónicas de importancia, no se han observado zonas con inestabilidad ni en el vaso ni en la cerrada, el embalse se encuentra en una zona de sismicidad baja y una aceleración a_g : 0,05. No se han realizado cálculos debido a la antigüedad de la presa, pero se concluyó la no existencia de síntomas de falta de seguridad estructural, en relación con lo establecido en el Reglamento Técnico. La presa de Las Navas no dispone de un sistema de auscultación dentro del cuerpo de presa, de forma que los únicos datos que se pueden controlar son el nivel de embalse y las precipitaciones, los cuales, son enviados de forma automática mediante la red SAIH. Con relación a la evaluación hidrológica e hidráulica, se dispone de cálculos hidrológicos realizados con metodología de simulación hidrometeorológica relativamente reciente (2003), siguiendo los procedimientos convencionales, si bien puede ser mejorado al disponerse de dos nuevas décadas de registros. El conocimiento de los órganos de desagüe se considera adecuado al tratarse de elementos de desagüe convencionales. Se dispone de capacidad de alivio para las avenidas de hasta 5.000 años de periodo de retorno, si bien para este escenario (N.A.E.) el resguardo respecto de coronación de la presa se reduce a tan sólo 0,12 m. Debe tenerse en cuenta que en el estudio hidrológico de avenidas se ha considerado la superficie total de la cuenca de aportaciones, incluido la superficie de la cuenca del río Astón que es derivada a través de un canal. Los órganos de desagüe se encuentran funcionando adecuadamente en la presa, pero el aliviadero presenta un estrechamiento en el canal de descarga por los tubos colocados bajo el camino, además de poseer tramos donde hay abundante vegetación y tramos donde solo queda la solera, los cajeros están destruidos. En el azud de derivación no funciona una de las tres compuertas del desagüe de fondo y a la salida de las compuertas de alimentación a la presa de Las Navas, el hormigón se encuentra bastante deteriorado, dando paso ya al pequeño túnel de arco de medio punto donde comienza el túnel de alimentación de la balsa. En la embocadura, que es de piedra sillar, tiene una gran grieta en la clave. Las normas de explotación vigentes en la presa de Las Navas fueron redactadas en diciembre de 2003 y aprobadas el 21 de agosto de 2006. El plan de emergencia fue redactado con fecha diciembre

de 2003, se aprobó el 5 de octubre de 2005 y aún está sin implantar. No se dispone de sala de emergencia sino de un maletín móvil con los recursos informáticos necesarios para el control del Plan de Emergencia.

Se identificaron seis modos de fallos a los cuales se les asignaron la probabilidad de ocurrencia y la categoría de consecuencias a cada uno. De estos dos (MF01. Sobrevertido (R) y MF06. Movimiento de la piedra acuñada (SinR)) resultaron con riesgo medio y los cuatro restantes (MF02. Tubificación en la cimentación de la presa (SinR), MF03. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (SinR), MF04. Erosión interna a lo largo del cuerpo de presa (R), MF05. Avería mecánica de los desagües de fondo (SinR)) con riesgo bajo. También se realizaron las siguientes recomendaciones:

1. Sustituir los dos tubos dispuestos en el canal de conducción del aliviadero, que limitan su capacidad, por una sección que no limite la capacidad de alivio, y limpiar el canal en tierras aguas abajo, que actualmente contiene una densa vegetación.
2. Implantación del Plan de Emergencias.
3. Mejorar la modelización y actualizar la hidrología, incluyendo datos recientes de registros meteorológicos e hidrológicos.
4. Estudiar la capacidad hidráulica real del aliviadero, teniendo en cuenta la limitación que suponen los tubos existentes bajo el camino, y la reducción de seguridad hidrológica que esto supone.
5. Instalar piezómetros abiertos aguas abajo de la presa.
6. Mejorar la colimación topográfica modificando la posición de algunos de los puntos de medida que están en posiciones inadecuadas.

Según el Manual Práctico de Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas de Ipresas & Ofiteco los modos de fallo de riesgo medio y alto deben ser analizados cuantitativamente.

En el análisis cuantitativo, luego de obtenidos los hidrogramas de avenidas de proyecto (T=500 años) y extrema (T=5.000 años), se determinó que el aliviadero es capaz de desaguarlas sin que la elevación del embalse comprometa la seguridad de la presa, no obstante, el canal de

descarga es incapaz de transportar los caudales puntas laminados generados. Es por eso que fue necesario diseñar a nivel de anteproyecto una solución capaz, por lo que al final quedó un canal con cuatro tramos. Un primer tramo con sección trapecial de 5 m de base, pendiente de cajeros 1H:1V y altura de 2,75 m; los otros tres tramos poseen la misma sección rectangular con 7 m de base y 2,30 m de altura, pero diferente pendiente: 0,078, 0,0509 y ,0098 respectivamente. Se verificó que la curva y los tramos donde se genera emulsión la altura de cajeros fuera suficiente, que en ambos casos cumplió. Se diseñó también la fosa de socavación con una profundidad de 1,50 m y ángulos a su margen izquierda y derecha de 19° y 25° grados respectivamente, perpendicular al cauce, protegidos con escollera este y el resto del cauce hasta la cota de la avenida extrema que resultó en 632,64 m.s.n.m., posee una longitud de 14 m, longitudinal al cauce. La protección necesaria de esta fosa debe ser diseñada mediante cálculos posteriores y/o ensayos en modelo físico reducido ya que no son objeto de realización del presente trabajo.

Este diseño debe evaluarse mediante ensayo en modelo reducido a fin de comprobar el buen funcionamiento de este y en caso oportuno realizar las mejoras que se estimen.

7.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Locher, F.A. & Hsu, S.T. (1984): Energy Dissipation at High Dams. Developments in Hydraulic Engineering 2, P. Novak, Editor. Elsevier Applied Science Publishers: London and New York.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1996): Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (RTSPE).
- Euroestudios, S.A. (2002): Documento XYZT de la presa de Las Navas.
- Euroestudios, S.A. (2003): Plan de Emergencia de la presa de Las Navas.
- Euroestudios, S.A. (2003): Normas de Explotación de la presa de Las Navas.
- Euroestudios, S.A. (2003): Primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa y embalse de Las Navas.
- INGESUR, S.A. (2017) Documentación final – Obras de emergencia para la reparación del aliviadero y desagüe de fondo de la presa de Las Navas.
- Ministerio de fomento, Dirección General de Carreteras (2019): NORMA 5.2–IC de la Instrucción de carreteras, Drenaje superficial.



- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (2021): Normas Técnicas de Seguridad para las Presas y sus Embalses.
- TYPESA (2022): Informe Anual de Inspección y Auscultación Años Hidrológicos 2019-2020 y 2020-2021 presa de Las Navas.
- Ipresas & Ofiteco (2023): Manual Práctico de Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas.