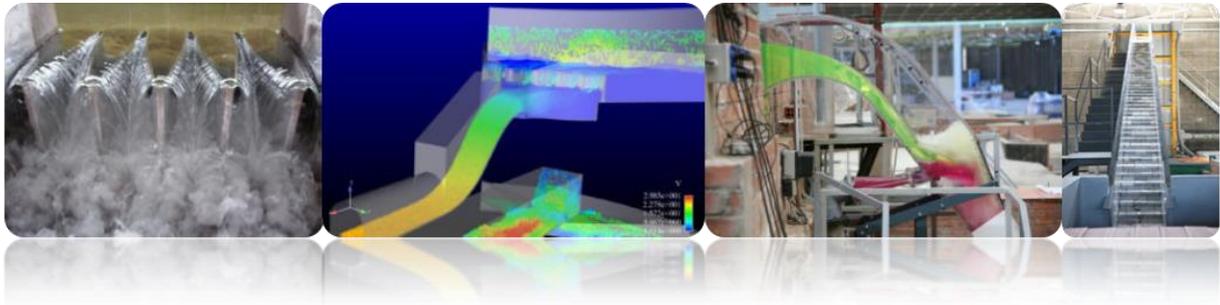


Jornada Técnica Avances en investigación aplicada en seguridad hidráulica de presas



Madrid, 20 de junio de 2013

EDITORES: MIGUEL ÁNGEL TOLEDO MUNICIO (UPM)

DAVID LÓPEZ GÓMEZ (CEDEX)

ISBN: 978-84-695-8846-8

La presente publicación recoge el contenido de las conferencias presentadas durante la Jornada Técnica sobre Avances en investigación aplicada en seguridad hidráulica de presas organizada por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX y la Universidad Politécnica de Madrid el mes de junio de 2013.

La mejora de la seguridad hidráulica de las presas es una materia de especial importancia en nuestro país (habida cuenta del elevado número de infraestructuras de regulación en servicio y de su antigüedad media) y constituye una tarea en la que el CEDEX y la Universidad Politécnica de Madrid han trabajado activamente en los últimos años.

Para la Red de Laboratorios de Hidráulica de España (iniciativa impulsada por el CEDEX en 2007 que tiene como objetivo último constituir un foro o espacio de encuentro entre los principales centros de investigación en materia de ingeniería hidráulica experimental) esta materia supone también uno de los ámbitos de mayor actividad, habiendo desarrollado en los últimos años un número importante de proyectos de investigación aplicada en esta disciplina.

Esta Jornada se concibió como una plataforma desde la que trasladar a la comunidad profesional los principales resultados de los citados proyectos de investigación promovidos en los últimos años, su aplicabilidad a la práctica profesional y las líneas de futuro en las que se debería intensificar la investigación aplicada en el medio plazo.

La alta asistencia de profesionales del sector de la ingeniería hidráulica de nuestro país a la Jornada pone de manifiesto el interés de su celebración y la necesidad de seguir trabajando activamente en esta disciplina.

Madrid, junio de 2013

Luis Balairón Pérez
Director del Laboratorio de Hidráulica

ÍNDICE

PROTECCIONES DE PRESAS MEDIANTE REPIÉS DE ESCOLLERA Y BLOQUES EN FORMA DE CUÑA (Rafael Morán, Ricardo Alves, Miguel Ángel Toledo, Fernando Salazar, Antonia Larese y Javier San Mauro)	7
ROTURA DE PRESAS DE ESCOLLERA POR SOBREVERTIDO (Luis Balairón, Ángel Lara, Rafael Cobo y M^a Pilar Viña)	27
ALIVIADEROS TIPO LABERINTO Y EN TECLA DE PIANO (Carlos Granell Ninot, Miguel Ángel Toledo Municio, Andrea Marinas)	37
DISEÑO Y EXPERIMENTACIÓN EN EL CEDEX CON NUEVOS SIFONES (M^a Dolores Cordero Page, Tamara Ramos del Rosario, Víctor Elviro García y Cristóbal Mateos Iguácel)	45
ALIVIADEROS ESCALONADOS SIN CAJEROS LATERALES (Martí Sánchez-Juny, Soledad Estrellal, Josep Dolz y Rafael Ibáñez de Aldecoa)	61
APLICACIÓN DEL MÉTODO NUMÉRICO SPH 3D EN EL DISEÑO DE ALIVIADEROS DE PRESAS (David López Gómez, Rubén Díaz Martínez)	75
EL PAPEL DE LOS MODELOS NUMÉRICOS EN LA INVESTIGACIÓN Y EL DISEÑO DE ALIVIADEROS DE PRESAS (Fernando Salazar, Javier San Mauro, Joaquín Irazábal, Antonia Larese, Riccardo Rossi, Eugenio Oñate, Rafael Morán y Miguel Ángel Toledo)	93
INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DE AUSCULTACIÓN DE PRESAS POR MÉTODOS NO CONVENCIONALES (Miguel Ángel Toledo, Fernando Salazar, León Morera, Alfonso Roa, David Santillán y Rafael Morán)	109
ADAPTACIÓN DEL DISEÑO DE CUENCOS AMORTIGUADORES DE PIE DE PRESA A CAUDALES SUPERIORES A LOS DE DISEÑO. EL USO DE LA AIREACIÓN FORZADA COMO HERRAMIENTA PARA LA EXTENSIÓN DE SU CAMPO DE APLICACIÓN (Francisco J. Vallés Morán y Juan B. Marco Segura)	135

Protecciones de presas mediante repiés de escollera y bloques en forma de cuña

*Rafael Morán**, *Ricardo Alves**, *Miguel Ángel Toledo**, *Fernando Salazar***,
*Antonia Larese*** y *Javier San Mauro***

**Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética*

Universidad Politécnica de Madrid

***Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)*

1. Introducción

La tecnología de protecciones de presas de materiales sueltos ha experimentado un gran avance en las últimas décadas. El estado del arte de protecciones incluye tipologías muy diferentes en función del origen del daño al que se pretende hacer frente, el grado de protección deseado y de las características específicas de la presa a proteger, entre otras.

La bibliografía sobre este tema es amplia, con estudios normalmente enfocados a la protección frente al sobrevertido, por ser ésta la causa principal de rotura de las presas de materiales sueltos. En la actualidad, el Department of Homeland Security del gobierno norteamericano a través de la Federal Emergency Management Agency, está redactando una monografía sobre protecciones de presas frente al sobrevertido titulada “*Overtopping Protection for Dams*” que pretende identificar tipologías de protección eficaces, basándose en experiencias exitosas de aplicación en casos reales.

En este artículo se van a tratar dos tipos de protecciones de carácter muy diferente: las protecciones tipo repié y las protecciones mediante bloques prefabricados en forma de cuña (en adelante, BFC).

En el caso de las protecciones tipo repié, aplicables a presas de materiales sueltos con espaldón de aguas abajo de escollera, se realiza una breve descripción del estado del arte de la tecnología y de sus aplicaciones así como de la innovación conseguida en este campo a partir de las investigaciones desarrolladas en la Universidad Politécnica de Madrid (UPM), en colaboración con el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE), en el marco del proyecto de investigación del Plan Nacional denominado *EDAMS*, y cuyo resultado directo ha sido la tesis doctoral titulada “*Mejora de la seguridad de las presas de escollera frente a percolación accidental mediante protecciones tipo repié*” (Morán, 2013).

En la parte dedicada a la protección mediante BFC's se describe la tecnología, sus posibilidades de utilización dentro de la ingeniería de presas y se presenta el caso de la presa de Barriga (Burgos), como primera aplicación mundial de esta tecnología para el diseño de un aliviadero de servicio sobre el propio cuerpo de una presa de materiales sueltos en explotación.

2. Investigación sobre protecciones tipo repié

2.1 Descripción de la solución y antecedentes

A lo largo de la historia de la ingeniería civil, los repiés formados por materiales sueltos de elevada permeabilidad han sido profusamente utilizados como técnica de estabilización de taludes frente al deslizamiento en masa, bien sea de terraplenes, desmontes o de taludes naturales. A la capacidad de sostenimiento del repié, debido al peso añadido en la zona inferior del talud y a su elevado ángulo de rozamiento interno, se une su cualidad como material drenante, evitando el desarrollo en su interior de presiones intersticiales que reducen las tensiones efectivas de su esqueleto sólido y, por tanto, su resistencia al deslizamiento.

El uso de los repiés como técnica de estabilización de presas de escollera sometidas a *percolaciones extremas* tiene una diferencia fundamental respecto a lo descrito para las estabilizaciones de taludes con repiés convencionales. Ésta se basa en que estas protecciones se diseñan para asegurar la estabilidad del conjunto espaldón-repié cuando se produce una percolación extrema en su interior. Esta percolación, normalmente motivada por causas accidentales, puede provocar de forma extemporánea la circulación de caudales de agua anormalmente elevados a través del espaldón y del repié, saliendo hacia aguas abajo por el propio talud del repié (Figura 1). Ello implica que el conjunto presa-repié se vea sometido a presiones intersticiales y a gradientes hidráulicos que tienen una influencia directa en la disminución de la resistencia al deslizamiento y en el potencial arrastre de las partículas que lo integran.

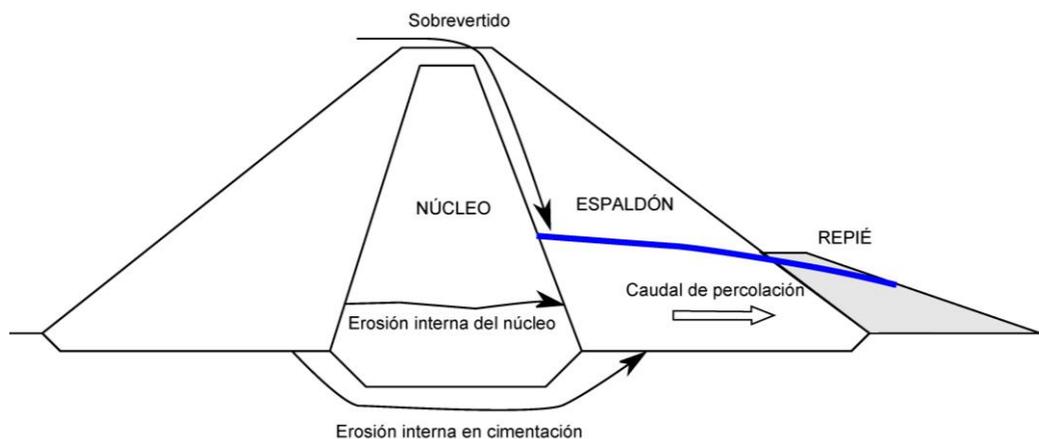


Figura 1. Esquema de posibles causas de percolación extrema y de la protección tipo repié

La causa de la, así llamada, percolación extrema, pueden estar originadas por distintos motivos: el sobrevertido por coronación, debido a una capacidad insuficiente de los órganos de desagüe de la presa; o un proceso de erosión interna del núcleo o de la propia cimentación de la presa en una fase de desarrollo avanzada. Según los datos de la International Commission on Large Dams (ICOLD 1995) el 70% de las causas de rotura o avería grave en presas de materiales sueltos en el mundo están dentro de las que se han indicado con anterioridad.

En caso de no tomar ninguna medida de protección, el proceso de rotura del espaldón se traduce en una eliminación progresiva del material desde el pie de presa hacia aguas arriba, motivado por una combinación de mecanismos de rotura, principalmente deslizamiento en masa, erosión por arrastre y erosión interna. El progreso de la rotura del espaldón es muy rápido en comparación con el que se produciría en un material suelto de tipo

cohesivo y, una vez desarrollado por completo, puede provocar la eliminación del espaldón de escollera, quedando desguarnecido el elemento impermeable, bien sea éste núcleo o pantalla artificial. Una vez iniciada la rotura del elemento impermeable, comienza la rotura de la presa, quedando la onda de rotura determinada de forma directa por la evolución de los daños en dicho elemento.

De cara a la protección, una conclusión importante que se puede extraer del análisis del modo de fallo de las presas de escollera es que al impedir la rotura del espaldón de aguas abajo se puede evitar o, en el peor de los casos, retrasar sensiblemente, la rotura completa de la presa. De esta forma, la presa, tras producirse la avería, sólo podría romperse tras una erosión interna intensa, con lavado del material del filtro, del núcleo o de la propia cimentación, procesos que necesitan para su evolución de un tiempo de incubación más amplio.

En el mundo ya se ha comenzado a aplicar la protección tipo repié a presas existentes para aumentar su seguridad en situaciones accidentales. Los países que han iniciado ya esta práctica son, fundamentalmente, Suecia y Noruega, al tener por un lado un gran número de presas de escollera y, por otro, unos estándares sociales y económicos elevados. En estos países existe una elevada producción de energía hidroeléctrica obtenida a partir de aprovechamientos que utilizan presas de esta tipología, constituyendo éstas un valor estratégico dentro de la economía nacional. Así, en Suecia, existen normativas sobre seguridad de presas (SVENSK ENERGI 2007, Nilsson 2004) que establecen que una presa de materiales sueltos de alto riesgo potencial, debe ser capaz de soportar la máxima filtración a la que pueda verse sometida durante su vida útil, incluso en escenarios accidentales. A tal efecto, se recomienda que esta protección se lleve a cabo mediante un repié de escollera con tamaño de piedra resistente al arrastre por dicho caudal. En este sentido, la normativa noruega sobre seguridad de presas (Ministry of Petroleum and Energy. Energy Water Resources Department. 2000) establece en su sección 4.7. Apartado f), dedicado al talud de aguas abajo y repié de presas de materiales sueltos:

“El talud de aguas abajo y el pie de presa tendrán suficiente capacidad drenante para soportar elevados caudales de percolación como resultado de situaciones accidentales o averías en la presa. La transición en el interior del espaldón debe estar diseñada y construida para prevenir que el material de su interior sea arrastrado”

En la misma sección, en el apartado i), dedicado al resguardo entre el nivel de embalse y la coronación de la presa, se establece:

“En situaciones accidentales, se podría permitir que el agua superara el elemento impermeable si la coronación, el espaldón de aguas abajo, el talud y el pie de presa proporcionan la seguridad adecuada frente a la rotura. Las exigencias de resguardo no son aplicables a presas resistentes al sobrevertido”.

Los antecedentes más importantes de protecciones tipo repié se localizan hoy en día en Suecia, debido precisamente a la aplicación de su normativa de seguridad de presas. Los casos principales descritos en la bibliografía son los de las protecciones de las presas de Suorva (Foto 1), Seitevare, Trängslet y Hällby.



Foto 1. Construcción de la protección tipo repié de la presa de Suorva (Fuente: Nilsson 2004)

En la bibliografía consultada, los criterios de diseño sobre este tipo de protección se centran en evitar el arrastre de las piedras que lo forman, adoleciendo de estudios acerca de la estabilidad en masa una vez se hayan desarrollado las presiones intersticiales asociadas a la percolación. De esta forma, las protecciones normalmente conservan el mismo talud que el espaldón de la presa sobre el que descansan, a modo de manto de piedra de gran tamaño que permite evitar al arrastre para un caudal unitario prefijado.

2.2 Objetivos y metodología

El objetivo principal de la investigación consistió en definir criterios de diseño de protecciones tipo repié en presas de materiales sueltos con espaldón aguas abajo de escollera. La protección propuesta se compone de un relleno de material granular situado sobre el pie de aguas abajo de la presa y formado también por un material tipo escollera con características diferenciadas respecto a la escollera que integra el espaldón de la presa a proteger.

La función de la protección consiste en evitar que se produzcan deslizamientos en masa en el espaldón de la presa cuando un caudal de agua anormalmente elevado circula por su interior. La resistencia frente al arrastre o la erosión interna no ha sido el objeto de la investigación, si bien se han incluido dentro de la metodología criterios existentes en la literatura técnica para completar el diseño, teniendo en cuenta estos mecanismos de rotura.

Esta circulación accidental de agua a través del espaldón de escollera, típicamente turbulenta, se ha denominado *percolación* (“*through-flow*”, en inglés) para diferenciarla del término *filtración*, habitualmente utilizado para designar el flujo laminar a través de un material fino. El fenómeno físico que origina la rotura del espaldón de escollera sometido a percolación accidental es complejo, entrando en juego gran cantidad de parámetros, muchas veces no deterministas, y con acoplamiento entre procesos, tanto de filtración como de arrastre y deslizamiento.

Durante la investigación se han combinado estudios experimentales y numéricos con objeto de analizar (Figura 2), para unos materiales de presa (tipo E) y repié (tipo E_b) de características dadas, la eficacia de la protección frente al deslizamiento en masa, teniendo en cuenta los principales parámetros que definen la geometría del repié: el ancho de berma (B), el talud exterior (N_b) y su altura máxima desde cimentación (H_b).

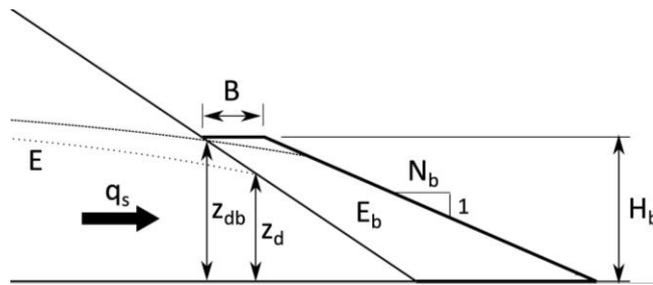


Figura 2. Esquema de los parámetros de diseño de la protección tipo repié

También se realizaron estudios particulares sobre factores con gran influencia en la percolación como son la anisotropía del material, motivada por la variación en vertical de la permeabilidad derivada de la compactación por tongadas, y el incremento de los caudales unitarios en el pie de presa debidos al estrechamiento de la cerrada en el fondo del valle.

A partir de los resultados obtenidos en las distintas campañas de modelación física y numérica se obtuvieron conclusiones respecto a la eficacia de este tipo de protección para evitar los daños provocados por percolación accidental en presas de escollera para un caudal de diseño determinado. El resultado fundamental de la investigación consistió en el procedimiento de diseño para este tipo de protecciones que fue validado posteriormente de forma experimental en laboratorio, a la escala del modelo físico.

2.3 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño propuesto adopta una serie de simplificaciones que deben ser tenidas en cuenta a la hora de su aplicación. Así, la escollera se considera como un material granular, no cohesivo, isótropo, con valores de permeabilidad típicamente elevados, en el que la filtración queda gobernada por una ley de resistencia cuadrática. Así mismo, la cimentación se considera rígida y con una permeabilidad despreciable en comparación con la de la escollera.

El límite superior manejado para el caudal de diseño en este tipo de protecciones es aquél que llega a saturar por completo el espaldón de la presa a proteger y a partir del cual se inicia un patrón de circulación con flujo rasante de caudal en paralelo al talud de la presa a lo largo de toda su superficie exterior.

2.3.1 Datos

Los datos necesarios que requiere el procedimiento de diseño de la protección son:

- Caudal de diseño. Constituye el caudal de percolación que la protección ha de soportar sin que la presa resulte dañada.
- Geometría de la presa a proteger y de la cerrada en que se ubica.
- Propiedades del material del espaldón de la presa y de la escollera disponible para construir la protección.

- Coeficientes de la ley de resistencia parabólica del material de presa (E) y de protección (E_b) que relaciona el gradiente hidráulico (i) con la velocidad media de filtración (v):
 - $i = a \cdot v + b \cdot v^2$
 - Ángulo de rozamiento interno del material de protección (ϕ_{Eb}).
 - Peso específico saturado de la escollera de protección ($\gamma_{Eb,sat}$).
 - Peso específico del agua (γ_w).
- Coeficiente de seguridad requerido frente al deslizamiento en masa (F).

2.3.2 Formulación del procedimiento

El procedimiento de diseño se estructura en los siguientes pasos:

1. Cálculo de la red de filtración del caudal de diseño a través del espaldón sin repié

Se ha de obtener la red de filtración con el caudal de diseño previsto y la ley de resistencia cuadrática característica del material de espaldón de la presa (E), obtenida a partir de los coeficientes a_E , b_E :

$$i = a_E v + b_E v^2$$

El modelo se puede llevar a cabo mediante un código libre de elementos finitos desarrollado por CIMNE en el marco del proyecto de investigación *EDAMS* (Larese et al. 2012, Rossi et al. 2012) denominado “*Edge-based LevelSet Problem Type*”¹, actualmente disponible para su descarga en la página web de *Kratos Multi-Physics*² y que ha sido desarrollado específicamente para simular, tanto en dos como en tres dimensiones, redes de filtración en materiales porosos con ley de resistencia cuadrática.

A partir de los resultados del modelo numérico, se determina (Figura 3) la altura de surgencia de la línea de saturación sobre el talud de la presa sin proteger (z_d) para el caudal de diseño (q_s), tomando como referencia la cota de cimentación de la presa.

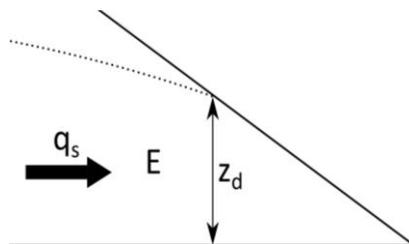


Figura 3. Altura de surgencia de la línea de saturación sobre el espaldón de la presa sin protección (z_d)

¹ https://kratos.cimne.upc.es/attachments/download/658/HowToRunAnExample_EulerianFreeSurfaceCode_v1.zip

² <http://kratos-wiki.cimne.upc.edu/index.php/Download>

Esta altura (z_d) constituye el mínimo valor de la altura de la protección a partir del cual se iniciarán los tanteos de su valor definitivo (H_b), tras fijar el ancho de la berma (B) y el talud de la protección (N_b).

2. Ancho de berma (B)

El estudio sobre el efecto que produce el ancho de berma en la mejora de la estabilidad indica que este parámetro resulta poco relevante e incluso que su incremento puede llegar a ser contraproducente de cara a la estabilización del conjunto presa-repié. Por lo tanto, se recomienda determinarlo aplicando el criterio de mínimo constructivo que permita conseguir una correcta compactación con los medios mecánicos disponibles en la obra. El rango de referencia clásico para este valor en un caso real puede estar entre los 4 y 5 m al ser el ancho compatible para la circulación de la maquinaria de compactación.

3. Talud de la protección (N_b)

Se propone adoptar la hipótesis, ligeramente conservadora, de considerar que el repié se encuentra totalmente saturado cuando circula el caudal de diseño y que las presiones intersticiales desarrolladas son máximas (hidrostáticas) en su talud exterior. Adoptando esta hipótesis, el talud de diseño que garantiza la estabilidad se puede calcular mediante la aplicación de la formulación teórica (Toledo 1997) propuesta por Toledo y que ha sido validada experimentalmente en una campaña de ensayos específica realizada durante la investigación:

$$F = \frac{1}{\gamma_{Eb,sat}} \cdot \left(\gamma_{Eb,sat} - \frac{\beta \cdot \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \cdot \frac{\tan \varphi_{Eb}}{\tan \alpha}$$

siendo:

$$\beta = -0,32 \cdot N_b + 1,52 \cdot N_b - 0,77$$

$$\text{si } 1,5 < N_b < 2.$$

$$\beta = 1$$

$$\text{si } N_b > 2.$$

F : coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa

N_b : talud de la protección

$\gamma_{Eb,sat}$: peso específico saturado de la escollera

γ_w : peso específico del agua

φ_{Eb} : ángulo de rozamiento de la escollera de la protección

α : ángulo formado por el talud exterior del repié y la horizontal ($\tan \alpha = 1/N_b$)

A partir de la ecuación anterior se obtiene de forma inmediata el talud del repié ($N_b=1/\tan \alpha$) que asegura la estabilidad con un determinado coeficiente de seguridad. Se recomienda que el coeficiente de seguridad a adoptar en el diseño de la protección sea relativamente estricto (1,1) dado que su funcionamiento está limitado a situaciones de emergencia.

4. Altura de la protección (H_b)

Su valor debe ser tal que las presiones intersticiales generadas por la percolación del caudal de diseño a través del conjunto presa-repié afecten exclusivamente a la estabilidad del talud exterior del repié que es el elemento que ha sido diseñado para soportar esta nueva sollicitación. En cualquier caso, se debe comprobar que el talud de la presa que no queda cubierto por la protección no está sometido a presiones intersticiales que reduzcan su coeficiente de seguridad al deslizamiento. La determinación de la altura se realiza a partir del valor de z_d obtenido en el cálculo de filtración realizado en el primer apartado del procedimiento. Así, la altura de la protección se define como:

$$H_b = A \cdot z_d$$

El coeficiente adimensional A (mayor que 1) se puede estimar mediante el algoritmo de cálculo *Prepie.m* programado en código Matlab que se ha incluido dentro de la tesis doctoral. El algoritmo utiliza los datos de las leyes de resistencia de los materiales de presa y repié, el talud de la presa (N), el ancho de berma (B) y el talud del repié (N_b). Con el valor obtenido por el algoritmo se ha de realizar el cálculo de filtración del conjunto presa-repié con el caudal de diseño para obtener la nueva altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (z_{db} en la Figura 2). Este cálculo permite comprobar que la altura del repié es mayor que dicho valor z_{db} , en cuyo caso el valor obtenido por el algoritmo resulta adecuado.

2.3.3 Verificación experimental

La verificación experimental del procedimiento se ha realizado mediante la técnica de “ensayos ciegos”, diseñando previamente en gabinete distintas protecciones, formadas por dos combinaciones de materiales de presa y protección y dos caudales de diseño distintos en cada una de ellas. Los casos de protección, dimensionados conforme al procedimiento, fueron ensayados en laboratorio para comprobar o refutar la validez del método.

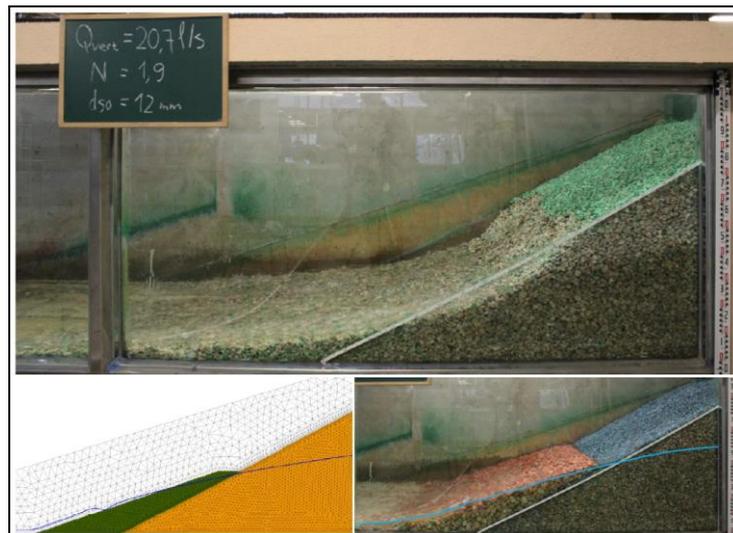


Figura 4. Montaje correspondiente a unos de los ensayos de validación del procedimiento de diseño. Foto superior: presa Desprotegida, con caudal unitario de percolación de 15,7 l/s/m. Figura inferior: modelo de filtración correspondiente al caudal de diseño (16 l/s/m). Foto inferior: protección con caudal de percolación $q_s=15,9$ l/s/m.

El procedimiento de diseño de la protección se consideró validado a la escala de ensayo al resultar exitosas las 4 pruebas realizadas.

2.4 Resumen y conclusiones

La principal conclusión de la investigación es que las protecciones tipo repié constituyen una protección eficaz para evitar el deslizamiento en masa de presas de escollera provocado por percolaciones accidentales en el interior de su espaldón de aguas abajo. El talud del repié constituye una variable fundamental en el diseño y depende principalmente de la resistencia al corte de la escollera utilizada para su construcción. La fórmula de dimensionamiento propuesta por Toledo para taludes de escollera en condiciones de saturación completa, que ha sido validada experimentalmente en esta tesis, resulta aplicable para el cálculo del talud del repié. El ancho de la berma, sin embargo, es una variable de escasa relevancia de cara a la mejora de la estabilidad.

El criterio para decidir el tamaño del material de repié debe ser el de evitar, para el caudal de diseño considerado, el arrastre provocado por las velocidades de filtración producidas a la salida del agua por la superficie externa del talud. En caso de que, para evitar el arrastre, se requieran tamaños de piedra demasiado elevados, se puede optar por una solución zonificada, con una capa externa de protección tipo “*riprap*” de piedra más gruesa que cumpla con esta función. El material del repié debe ser autoestable y de elevada permeabilidad en relación al material de la presa. También debe cumplir con la condición de filtro respecto al material del espaldón de la presa a proteger y, de no ser así, se deben añadir las capas de transición necesarias entre presa y repié para conseguir la estabilidad interna del conjunto.

Dentro de la investigación, se ha incluido como resultado complementario una metodología para la calibración de la ley de resistencia no lineal del material tipo escollera que permite su aplicación *in situ* en casos reales, en la propia obra, mediante un pedraplén de ensayo instrumentado con piezómetros y un aforo del caudal filtrado.

El campo de aplicación de esta tecnología puede abarcar, entre otras, las siguientes obras:

- Mejora de la seguridad de presas de escollera existentes de elevado riesgo potencial, o de especial vulnerabilidad frente al sobrevertido, la erosión interna, o al rebase por oleaje debido al viento o sismos;
- ataguías rebasables de escollera;
- aliviaderos de emergencia.

3. Aplicación de la protección mediante BFC's en el aliviadero de la presa de Barriga (Burgos)

La presa de Barriga se localiza en el Valle de Losa (Burgos). Está formada por un cuerpo de presa de escollera impermeabilizado exteriormente mediante lámina de PEAD. Se trata de una presa de una altura moderada (17 m) que genera un embalse de unos 0,5 hm³ para su uso en regadío. Desde el punto de vista ingenieril, su peculiaridad principal la constituye el aliviadero que, además de estar situado sobre el propio cuerpo de la presa, tiene un canal de descarga formado por BFC's dispuestos sobre su talud de aguas abajo. Esta obra constituye la

primera referencia mundial de un aliviadero de este tipo en una gran presa en explotación. Durante el proyecto de construcción se realizaron investigaciones para certificar la eficacia de la solución, que se prolongaron durante casi dos años, con la intervención de los equipos de mayor experiencia en el funcionamiento de esta tecnología a nivel internacional. La presa lleva en funcionamiento desde 2007, y ya ha estado sometida a varios episodios de vertido (Foto 2) con resultado satisfactorio.



Foto 2. Presa de Barriga durante el vertido de mayo de 2008 (Fuente: José Manuel Ruiz)

En el texto se resumen las características más importantes de la obra, incluyendo los detalles más relevantes del bloque finalmente utilizado, las diferencias respecto al bloque usado como referencia, bajo patente del Bureau of Reclamation norteamericano, así como aspectos relevantes sobre su puesta en obra y del diseño global del aliviadero. Finalmente, se presenta el proyecto de investigación oficial denominado *ACUÑA* perteneciente al Plan Nacional de I+D, que da continuidad al estudio de la tecnología y que tiene como objetivo la optimización de formas de los BFC's desde un punto de vista hidráulico y la mejora de sus características resistentes de cara desarrollar un nuevo prototipo industrial de BFC y una metodología para el proyecto, construcción y explotación de aliviaderos escalonados con este tipo de protección modular.

3.1 Introducción y antecedentes

El fundamento de la tecnología de protección con aliviaderos en forma de cuña se basa en el campo de presiones característico de los aliviaderos escalonados sometidos a flujo rasante. La circulación del agua a gran velocidad produce inmediatamente aguas abajo de la contrahuella una zona de depresiones aguas arriba de la zona de caída del chorro, donde se vuelven a producir presiones positivas. Los orificios situados en la contrahuella transmiten la presión negativa al contacto entre el bloque y la base de apoyo, originando una succión estabilizadora entre ambos. Los ensayos realizados hasta la fecha demuestran la estabilidad hidráulica de la solución.

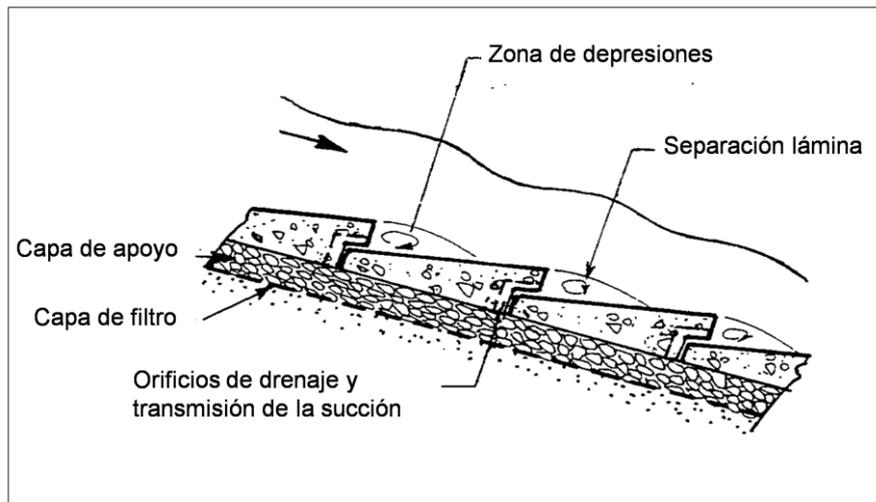


Figura 5. Croquis de funcionamiento de los bloques en forma de cuña. (Fuente: C. Matías. 2004)

La disposición estructural mediante bloques independientes hace que el revestimiento se adapte con facilidad a los asientos habituales de las presas de materiales sueltos, eliminando de esta forma los problemas inherentes a las protecciones con revestimientos rígidos.

La idea original de esta tecnología y los primeros trabajos con este tipo de protección comenzaron en los años 70 en el Instituto de Ingeniería Civil de Moscú (URSS) dirigidos por el profesor Yuri Pravdivets. Es en este país donde se construyen los primeros modelos a escala (1:100, 1:50 y 1:6) y diversos prototipos como el construido sobre el río Dniéper (Pravdivets, Slisky 1981), con condiciones de funcionamiento extremas, con cargas hidráulicas de 35 m y caudales unitarios de $60 \text{ m}^2/\text{s}$.

El profesor R. Baker, de la Universidad de Salford (Reino Unido), continúa el desarrollo de la tecnología con nuevos estudios (Baker, Gardiner 1995) que culminan con la construcción de un prototipo en la presa de Brushes Clough (Greater Manchester) (Baker, Gardiner 1994) y la redacción de un manual de diseño publicado por el Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) (Hewlett et al. 1997). El caudal unitario máximo ensayado en la presa de Brushes Clough fue $2,2 \text{ m}^2/\text{s}$ circulando sobre un talud igual a 3.

El Bureau of Reclamation norteamericano ha realizado ensayos en modelo físico en el canal de ensayo que dispone la Colorado State University (en adelante CSU) en Fort Collins (Colorado), con un talud de 2 y caudales unitarios máximos por encima de los $4 \text{ m}^2/\text{s}$. De estas experiencias ha surgido una patente de bloque para EE.UU. denominada ArmorwedgeTM, basada en esta misma tecnología.

El Instituto Superior Técnico junto al Laboratorio Nacional de Engenharia Civil de Lisboa (en adelante LNEC) mantienen actualmente abierta una línea de investigación sobre este tipo de tecnología.

Las referencias de instalaciones en prototipo recogidas en el manual de diseño de CIRIA, todas ellas previas a la construcción de la presa de Barriga, son: Bolshhevik, Klinbeldin, Maslovo, Sosnovski, Central Hidroeléctrica en el Dniéper, Dneister, Kolyma, Transbaikal, Jelyevski, en la antigua URSS; Jiangshe Wanan, en China; Wadi Sahalnawt, en Omán y Brushes Clough en Reino Unido.

En España se dispone de referencias de aliviaderos sobre presas de materiales sueltos, como pueden ser la presa del Molino de la Hoz o la presa de Llodio, si bien en estos casos la protección ha sido realizada mediante losas convencionales de hormigón armado.

3.2 El aliviadero de la presa de Barriga

La cuenca de aportación de la presa de Barriga es de unos 20 km². El río tiene un régimen típicamente torrencial, con caudales escasos o nulos en períodos de descarga del acuífero y aportaciones bruscas en invierno, cuando el acuífero está recargado, especialmente intensas cuando se combinan con episodios de deshielo. El caudal en avenida de proyecto es de 161 m³/s y de 229 m³/s en avenida extrema resultando la capacidad de laminación del embalse prácticamente despreciable.

3.2.1 Embocadura

La embocadura del aliviadero tiene unas características particulares y su diseño fue validado en un ensayo en modelo físico a escala reducida en el LNEC. En planta, su geometría se define por una transición mediante abocinamiento elíptico que enlaza con el tramo recto del canal de alimentación de sección trapecial (Figura 6). La anchura de la entrada, medida sobre la losa, pasa de 35,8 m a 20 m. La losa inferior es horizontal y los taludes laterales de la sección trapecial tienen un valor de 2. El conjunto de la embocadura hasta el inicio del canal de descarga se construyó en hormigón armado.

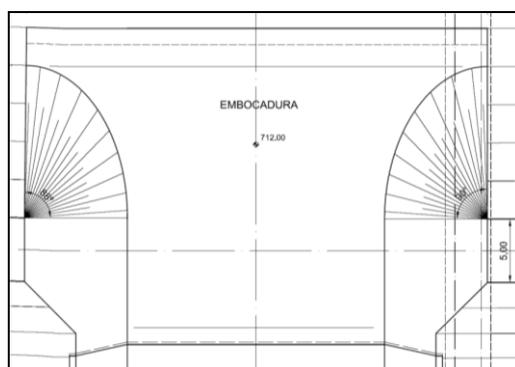


Figura 6. Vista en planta de la embocadura del aliviadero con las transiciones elípticas

3.2.2 Canal de descarga

El canal de descarga, de sección trapecial, de 20 m de anchura en el fondo, está formado por filas de BFC's. El fondo del canal es paralelo al talud aguas abajo de la presa, a 2 m de distancia del talud teórico del espaldón. Los taludes laterales que delimitan la sección transversal se protegen también con bloques y tienen un valor de 2.

El diseño y fabricación del bloque finalmente utilizado fue realizado durante la construcción de las obras. Inicialmente se partió del bloque estándar tipo ArmorwedgeTM que fue el ensayado (Thornton, Robeson, M.D., Varyu, D.R. 2006) en modelo físico en la instalación al aire libre de la CSU y que se tomó como diseño de referencia partir del cual se realizaron las modificaciones que dieron origen al bloque dispuesto en la presa de Barriga (Armortec Erosion Control Solutions 2006). Las diferencias principales entre ambos se presentan en la Tabla 1.

	Armorwedge™	Bloque de Barriga
Dimensiones máximas	45,7 x 30,4 x 13,0.	73,0 x 50,0 x 20,0.
Masa	22,7 Kg	111,0 Kg
Ranuras de aireación	3 de 3,8 x 1,3 cm ²	3 de 5,0 x 2,0 cm ²
Tipo de hormigón	HM20 en vía seca	HM50 en vía húmeda
Orificio transversal	No	Sí. Ø 22 mm
Contornos laterales	Superficies laterales verticales	Superficies laterales convergentes para desmolde

Tabla 1. Diferencias entre el bloque tipo Armorwedge™ y el utilizado en la presa de Barriga

Las modificaciones realizadas tenían como objetivo principal mejorar la seguridad global de la presa. La justificación técnica del cambio en las dimensiones de la pieza se basó en el factor de escala (1,6) entre los calados de proyecto y los que se pudieron llegar a ensayar en el canal de CSU (Frizell 2007). Además, estas dimensiones mejoraban la resistencia a los ciclos hielo-deshielo y la seguridad frente a posibles sabotajes o vandalismo. En el ensayo de CSU se realizó una medida de la fuerza necesaria (entre 200 kp y 1000 kp, para el bloque Armorwedge™ de 22,7 kp de peso) para extraer un bloque de su ubicación una vez colocado. La mejora de la calidad del hormigón permitió aumentar la resistencia al impacto, importante para soportar posibles golpes de cuerpos flotantes.

Se añadió un orificio interno, transversal al bloque, que hizo posible incluir en su interior un cable para solidarizar cada bloque con los de su misma fila, dificultando su posible extracción por causas imprevistas. Este orificio resultó útil para el transporte y colocación del bloque durante la obra. La convergencia de las caras laterales opuestas y el remate redondeado de las aristas se adoptaron para facilitar el desmolde de las piezas y para evitar la rotura de los bordes en arista viva.

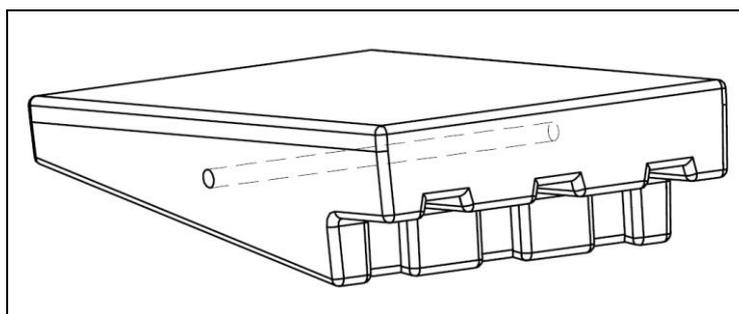


Figura 7. Vista 3D del bloque del aliviadero de Barriga. (Fuente: Armortec, Inc.)

La disposición de los bloques entre filas sucesivas se realizó de tal forma que no coincidieran las juntas correspondientes a hileras consecutivas para disminuir las filtraciones en estos planos. Para ello se utilizaron medios bloques en los extremos de filas alternas.

Los puntos singulares que forman las uniones entre las distintas zonas de protección se corresponden con la unión entre la solera y los taludes del canal de descarga; la embocadura y el canal de descarga (en la parte

superior del canal), y el canal de descarga y el trampolín (en la parte inferior del canal). Este aspecto fue objeto de análisis durante la fase de diseño y, tras el estudio de referencias anteriores y su discusión por parte del equipo de proyecto, se decidió optar por las siguientes soluciones:

Unión entre solera y taludes. Se diseñó mediante un cordón de hormigón armado con juntas cada 3 m, dando continuidad al escalonado de ambos planos (Figura 8, izquierda).

Unión entre embocadura y canal de descarga. El objetivo era que la fila de bloques situada aguas arriba quedara fijada en su extremo superior por la losa de hormigón armado, iniciando desde este punto el escalonado y buscando la orientación adecuada en la salida para evitar despegues de la lámina (Figura 8, derecha).

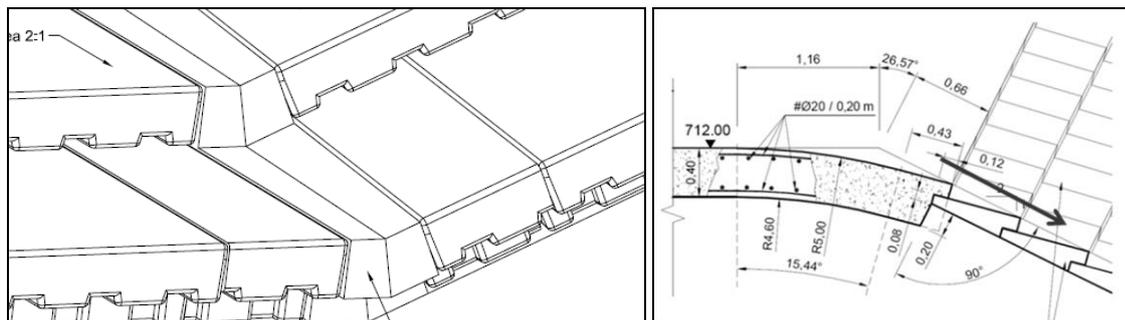


Figura 8. Izquierda: unión entre solera y taludes. Derecha: unión entre la embocadura y el canal de descarga.

Unión entre canal de descarga y trampolín. La fila inferior de bloques queda apoyada sobre el trampolín de lanzamiento que restituye los caudales al río. Para su ejecución se dejó una hendidura en la zona de encuentro del trampolín donde, una vez nivelada, se recibió la fila de bloques con mortero de cemento (Figura 9). Una vez colocada esta primera fila se dispusieron sucesivamente el resto, de abajo a arriba.

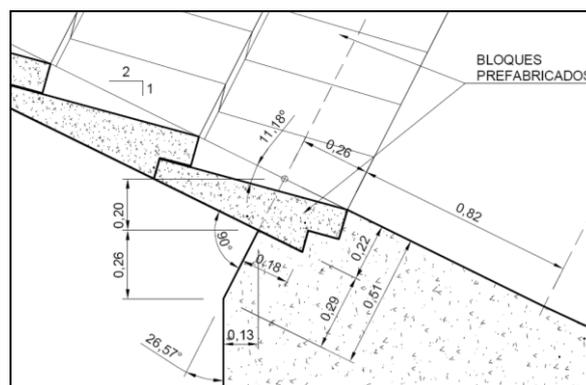


Figura 9. Unión entre canal de descarga y trampolín

Los bloques se apoyaron sobre una capa de material granular diseñada para cumplir varias funciones: conseguir la regularización de la superficie de apoyo del bloque, drenar los caudales filtrados por las juntas entre bloques y cumplir con la condición de filtro del material del cuerpo de presa para evitar la migración de partículas a causa

de la succión. A su vez, se comprobó que el material del cuerpo de presa cumplía la condición de filtro respecto al material de apoyo de los bloques. En caso contrario, hubiera resultado necesario disponer una transición entre ambas zonas.

3.2.3 Restitución del agua al cauce

La restitución del agua al cauce se realizó mediante un trampolín de lanzamiento. El trampolín, cuyo diseño se basa en la idea original del profesor Alfonso Álvarez, cumple con otras funciones relacionadas con la estabilización y drenaje del cuerpo de presa. Con esta solución se pretendió separar hidráulicamente la restitución al río de los bloques que forman el canal de descarga, de modo que los bloques estuvieran sometidos exclusivamente al flujo de caídas sucesivas o rasante, y en ningún caso a turbulencias originadas por el dispositivo de disipación de energía para la restitución del agua al río.

El trampolín se apoyó sobre 6 grandes bloques de hormigón en masa, cuatro en su parte central y dos en los extremos. Entre ellos, se dispusieron unos huecos de drenaje que fueron rellenados con escollera de gran tamaño (Foto 3). Estos grandes orificios facilitan el drenaje de los caudales que pudieran filtrarse a través del aliviadero o por una posible pérdida de estanqueidad en la impermeabilización de la presa. Se comprobó que la capacidad de drenaje quedaba asegurada incluso en situación de avenida extrema, al quedar el nivel del agua en tal caso por debajo de la cota superior de los orificios. Con ello se trataba de evitar el desarrollo de subpresiones que desestabilizaran las filas inferiores de BFC's. Las formas de los bloques laterales del trampolín tienen la función de orientar la salida del agua hacia el cauce para evitar erosiones en las márgenes del río.



Foto 3. Imagen del trampolín de restitución con los orificios de drenaje de escollera y los de aireación en los dientes de reparto

Los ensayos en modelo reducido de lecho móvil realizados en el LNEC se plantearon para extraer conclusiones acerca de los daños que podría producir la erosión aguas abajo del trampolín, sobre la orientación y dispersión lateral del manto de agua y el remanso producido por el puente existente aguas abajo de la presa. Como consecuencia del análisis del modelo se decidió añadir al diseño 5 dientes de reparto de caudal (Foto 3). Con ello se consiguió reducir la erosión en casi un 50%. Los dientes se equiparon con unos tubos de aireación para mejorar el funcionamiento hidráulico del lanzamiento. Según los resultados de los ensayos, el lanzamiento se produce con caudales por encima de los 12 m³/s, y deja de producirse alrededor de los 10 m³/s cuando los caudales van decreciendo, comprobándose la histéresis del fenómeno de lanzamiento en los trampolines.

3.3 Líneas de investigación: el proyecto ACUÑA

La experiencia adquirida durante la construcción de la presa de Barriga puso de manifiesto la necesidad de aumentar el conocimiento sobre este tipo de aliviaderos. Además de la optimización de las características particulares del bloque, como pueden ser su geometría, fabricación, resistencia al impacto, durabilidad, etc., durante la obra surgieron múltiples cuestiones relativas al diseño del aliviadero de las que no se encontraron referencias ni criterios de diseño en la literatura técnica.

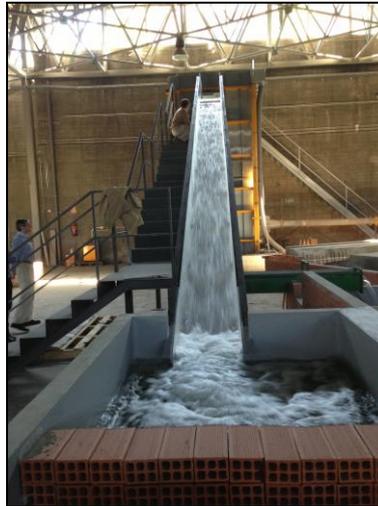


Foto 4. Instalación experimental del proyecto ACUÑA

Esta realidad, unida al interés que despertó esta tecnología por las grandes posibilidades que abre en el campo de las protecciones de presas, llevó a proponer al Ministerio de Ciencia e Innovación la financiación de un proyecto de investigación aplicada centrado en primera instancia en la optimización del BFC para obtener un nuevo prototipo de bloque con características mejoradas. Este proyecto, de acrónimo ACUÑA, fue aprobado en 2011 y está en marcha en estos momentos.

En el futuro, una vez finalizada la investigación sobre la optimización del bloque, se prevé continuar con la línea de investigación centrandose el objetivo en formular criterios de diseño globales de aliviaderos mediante BFC's.

3.4 Resumen y conclusiones

El trabajo realizado en el diseño y construcción del aliviadero de la presa de Barriga ha permitido conocer la problemática global de este tipo de tecnología. Ha sido necesario investigar acerca del proceso de fabricación de los bloques, sus materiales, el control de calidad, la puesta en obra, el dimensionamiento de las capas de apoyo de los bloques y las uniones entre las distintas partes del aliviadero. Como conclusión general se puede hablar de una solución prometedora, que si bien tiene todavía un campo de aplicación necesariamente acotado, permite pronosticar una ampliación en un futuro próximo. El campo de aplicación actual puede ser:

- Protección de taludes de presas de materiales sueltos para mejora de la seguridad frente al sobrevertido;
- aliviaderos de emergencia para ampliar la capacidad de desagüe de aliviaderos de presas existentes, con caudales de avenidas extraordinarias;

- aliviaderos de servicio de balsas o presas con pequeñas superficies de cuenca;
- aliviaderos de servicio de presas de tamaño moderado.

4. Conclusiones finales

En el futuro inmediato, los ingenieros de presas debemos afrontar el reto que nos demanda la sociedad: mejorar las condiciones de seguridad de un parque de presas de avanzada edad con unos recursos económicos cada vez más limitados.

La respuesta a este reto requiere de nuevos enfoques y, en algunos casos, la adopción de soluciones innovadoras, poco convencionales, que permitan conseguir los objetivos perseguidos con eficiencia de costes. Una correcta planificación llevará a conquistar el primer objetivo que debe centrarse en la priorización entre las distintas actuaciones, empezando por aquellas que resulten más urgentes. El paso siguiente requerirá de la optimización económica de cada una de las soluciones propuestas. En la medida en que los ingenieros seamos capaces de adaptarnos a estas nuevas circunstancias resultará posible, o no, alcanzar en un plazo razonable los niveles mínimos de seguridad que debemos garantizar en las presas existentes.

Las tipologías de protecciones presentadas en este artículo pretenden adaptarse a este esquema, tratando de ampliar el conocimiento acerca de tecnologías que permitan mejorar la seguridad de nuestras presas con un criterio de racionalidad económica.

5. Agradecimientos

Al Ministerio de Ciencia e Innovación por su apoyo en la financiación de los siguientes proyectos de investigación:

“ROTURA DEL ELEMENTO IMPERMEABLE DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS EN SITUACION DE SOBREVERTIDO Y ANÁLISIS DE PROTECCIONES COMBINANDO MODELACIÓN FÍSICA E INTELIGENCIA ARTIFICIAL” de código BIA2010-21350-C03-03, perteneciente a la convocatoria de 2010 del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, dentro del Subprograma de Proyectos de Investigación Fundamental No Orientada.

“DESARROLLO DE UN PROTOTIPO DE BLOQUE EN FORMA DE CUÑA Y DE LA METODOLOGÍA PARA SU USO COMO PROTECCIÓN FRENTE A LA EROSIÓN EN PRESAS O BALSAS DE MATERIALES SUELTOS” de código IPT-2011-0997-020000, perteneciente a la convocatoria de 2011 del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, dentro del Subprograma INNPACTO.

6. Referencias

6.1 Protecciones tipo repié

ICOLD, 1995. Bulletin 99. Dam Failures Statistical Analysis. Paris, Francia: International Committee on Large Dams.

LARESE, A., ROSSI, R., OÑATE, E. e IDELSOHN, S., 2012. A coupled PFEM- Eulerian approach for the solution of porous FSI problems. Computational Mechanics, DOI: 10.1007/s00466-012-0768-9, 2012, 50 (6), 805-819.

MINISTRY OF PETROLEUM AND ENERGY. ENERGY WATER RESOURCES DEPARTMENT., 2000. Regulations governing the safety and supervision of watercourse structures. Noruega.

MORÁN, R., 2013. Mejora de la seguridad de las presas de escollera frente a percolación accidental mediante protecciones tipo repié. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

MORÁN, R., CAMPOS, H., GARCÍA, J. y TOLEDO, M.A., 2011. Estudio de protecciones frente al sobrevertido de presas de materiales sueltos mediante repié de escollera. Dam Maintenance & Rehabilitation II. Zaragoza, España: CRC Press. Taylor & Francis Group. Balkema 2010, .

MORÁN, R. y TOLEDO, M.A., 2009. Protección de presas de materiales sueltos frente al sobrevertido mediante repié de escollera, Actividad Experimental de I+D+ i en Ingeniería Hidráulica en España. Seminarios 2009., 18/06/2009 2009, pp. 120-121.

MORÁN, R. y TOLEDO, M.A., 2011. Research into protection of rockfill dams from overtopping using rockfill downstream toes. Canadian Journal of Civil Engineering, **38**(12), pp. 1314-1326.

NILSSON, Å., 2004. RIDAS Tillämpningsvägledning – Fyllningsdammar. Utvikling av tillämpningsvägledning for fyllingsdammer i Sverige, Proceedings of the NNCOLD Fagseminar 2004.

ROSSI, R., LARESE, A., DADVAND, P. y OÑATE, E., 2012. An efficient edge-based level set finite element method for free surface flow problems. Int. J. Numer. Meth. Fluids, 71:687-716.

SVENSK ENERGI, 2007. Ridas. Directrices de seguridad de presas en Suecia. RIDAS - kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet.

TOLEDO, M.A., 1997. Presas de escollera sometidas a sobrevertido. Estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa. Tesis doctoral., Universidad Politécnica de Madrid.

TOLEDO, M.A., 1997. Embankment Dams Slip Failure Due to Overtopping, Proceedings of the 19th ICOLD Congress, Florencia, Italia, 1997.

6.2 Bloques en forma de cuña

ARMORTEC EROSION CONTROL SOLUTIONS 2006, Pre-cast concrete units. Barriga dam project. Burgos. Spain., Submittal documents edn. (Confidencial)

- BAKER, R. & GARDINER, K. 1994, "Construction and performance of a wedge block spillway at Brushes Clough reservoir", Proceedings of the 8th Conference of the British Dam Society on Reservoir Safety and the Environment Thomas Telford Services Ltd, Exeter, UK, pp. 214.
- BAKER, R. & GARDINER, K.D. 1995, "Building blocks", International Water Power and Dam Construction, vol. 47, no. 11, pp. 2.
- COUTO, T.L., PINTO, A., TOLEDO, M.A. y MORÁN, R., 2007. A new solution for a concrete spillway over a rockfill dam. Hydraulic model study of Barriga Dam in Spain. In: C. PINA, E. PORTELA and J. PEREIRA, eds, Proceedings of the 5th International Conference on Dam Engineering. Lisboa, Portugal: LNEC, pp. 139-146.
- FRIZELL, K.H. 2007, Armorwedge™ analysis report: block size scaling and bedding information. (Confidencial)
- HEWLETT, H., BAKER, R., MAY, R. & PRAVDIVETS, Y.P. 1997, Design of stepped-block spillways, Construction Industry Research and Information Association, London, U.K.
- LNEC 2006, Presa de Barriga. Estudo hidráulico em modelo reduzido do descarregador de cheias, Lisboa, Portugal. (Confidencial)
- MATÍAS, C., 2004. Descarregadores não convencionais em blocos de betão pré-fabricados. Conferencia de la 1ª jornada sobre aliviaderos no convencionales. SEPREM. Madrid.
- MORÁN, R., TOLEDO, M.A., SEVILLA, J.L. y GARCÍA, J., 2008. Aliviadero con bloques en forma de cuña sobre la presa de Barriga (Burgos). VIII Jornadas Españolas de Presas. Córdoba.
- PRAVDIVETS, Y.P. & SLISSKY, S.M. 1981, "Passing floodwaters over embankment dams", International Water Power and Dam Construction, vol. 33, no. 7, pp. 30-32.
- THORNTON, C.I. & ROBESON, M.D., VARYU, D.R. 2006, Armorwedge™ Data Report 2006 Testing for Armortec Erosion Control Solutions, Inc. (Confidencial)

Rotura de presas de escollera por sobrevertido

Luis Balairón, Ángel Lara, Rafael Cobo y M^a Pilar Viña

Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX

1. Introducción

En el mes de noviembre de 2010, el Ministerio de Economía y Competitividad a través de la subdirección General de proyectos e Investigación, resolvió la concesión de una ayuda para un Proyecto de Investigación Fundamental no orientada titulado **Métodos numéricos y experimentales para la evaluación de la seguridad y protección de las presas de materiales sueltos en situación de sobrevertido**. Este proyecto estaba compartido con el International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE) de Barcelona y la ETS de ICCP de la UPM Madrid. Los trabajos comenzaron el 1 de enero de 2010 y terminarán el 31 de diciembre de 2013.

El objetivo del proyecto es la caracterización del proceso de rotura de las presas de materiales sueltos por sobrevertido. El proyecto propuesto centra el esfuerzo en la **caracterización de la rotura completa de la presa**, incluyendo el colapso del elemento impermeable, ya sea éste un núcleo de arcilla o una pantalla asfáltica o de hormigón. Este análisis resulta indispensable para llegar a obtener criterios aplicables para el **cálculo de los hidrogramas de rotura** que se ha de realizar, según la normativa vigente, en todas las grandes presas existentes en España.

Como consecuencia del análisis de las causas de la rotura se dispondrá de datos suficientes para desarrollar una metodología de construcción de **protecciones económicas** que palien o eviten por completo la ruina de la presa **ante episodios de sobrevertido**. Ello permitirá cumplir con los nuevos criterios vigentes en España sobre el diseño de aliviaderos, y estar mejor preparados para afrontar el aumento de la importancia y magnitud de los eventos de precipitación extrema que es una de las principales consecuencias del cambio climático según el último informe del IPCC.

Como resultado de la investigación se obtendrá un **modelo matemático** basado en la combinación de métodos lagrangianos con métodos eulerianos, que permitirá simular la evolución de la rotura completa de la presa ante un episodio de sobrevertido.

El proyecto general se subdividió en tres subproyectos: BIAS2010-21350-C03-01 realizado por el CIMNE que sería el organismo encargado de implementar el modelo numérico; BIAS2010-21350-C03-02 desarrollado por el CEDEX que consistía en realizar los ensayos en modelos físicos reducidos necesarios y suficientes para calibrar y validar el modelo matemático y BIAS2010-21350-C03-03 desarrollado por la ETS de ICCP que tenía como objetivo diseñar y ensayar las protecciones de pie de presa necesarias para minimizar los daños provocados por el sobrevertido. También realizarían ensayos en modelo físico reducido para complementar los realizados por el CEDEX.

En este artículo se presentan los trabajos más relevantes realizados por el CEDEX y las principales conclusiones obtenidas hasta el momento.

2. Descripción de los trabajos realizados en el Laboratorio de Hidráulica del CEH (CEDEX)

2.1 Ensayos de filtración y deformación del espaldón de aguas abajo

En el modelo matemático se comenzó estudiando el proceso de filtración del agua a través del material de la presa; a continuación, mediante otro módulo, se modelizó la deformación del espaldón de aguas abajo y, por último, se procedió a realizar el modelo acoplado de ambos módulos.

Para ajustar esta la primera parte del modelo se planificaron una serie de ensayos en los que se contemplaban presas con material de diferentes granulometrías y tres taludes: 1V/1,5H – 1V/2,2H – 1V/3H (Figura 1). Los ensayos se realizaron en un canal de ** m de largo por 1 m de ancho que permite presas de hasta 1 m de altura. En la solera del canal se colocó un scanivalve con 47 puntos de toma de presión. El caudal se suministraba a través de un aforador triangular de borde fino y 27°.

El protocolo de trabajo establecía iniciar el ensayo con un caudal mínimo (0,6 l/s aprox.) y mantenerlo hasta que la altura del agua en el espaldón de aguas arriba se estabilice. En ese momento se toman datos de presión. A continuación se incrementa el caudal y se mantiene hasta una nueva estabilización de la lámina de agua. Este proceso se repite hasta que se empieza a detectar algún movimiento de material en el espaldón de aguas abajo. Si el movimiento es de forma aislada y de piedras individuales, se considera que todavía estamos en fase de filtración. Cuando el movimiento se generaliza y se produce el desplazamiento de grupos más o menos grandes de piedras, se considera que ya se ha comenzado el proceso de deformación. El caudal anterior al comienzo de estos procesos se considera como el máximo caudal de filtración.

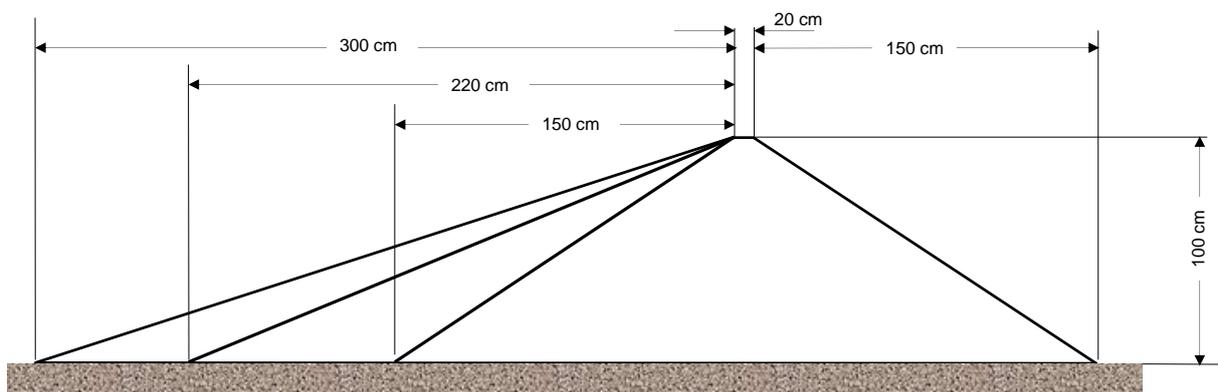


Figura 1 Esquema de las presas del canal mediano

A partir de este punto se continúa el ensayo con los mismos criterios de incremento de caudal y estabilización de la lámina de agua, pero tomando nota de todos los procesos que se producen durante el periodo de estabilización del nivel de agua tomando una serie de características geométricas (Figura 2). El ensayo termina cuando la erosión del espaldón o la lámina de agua llega a coronación.

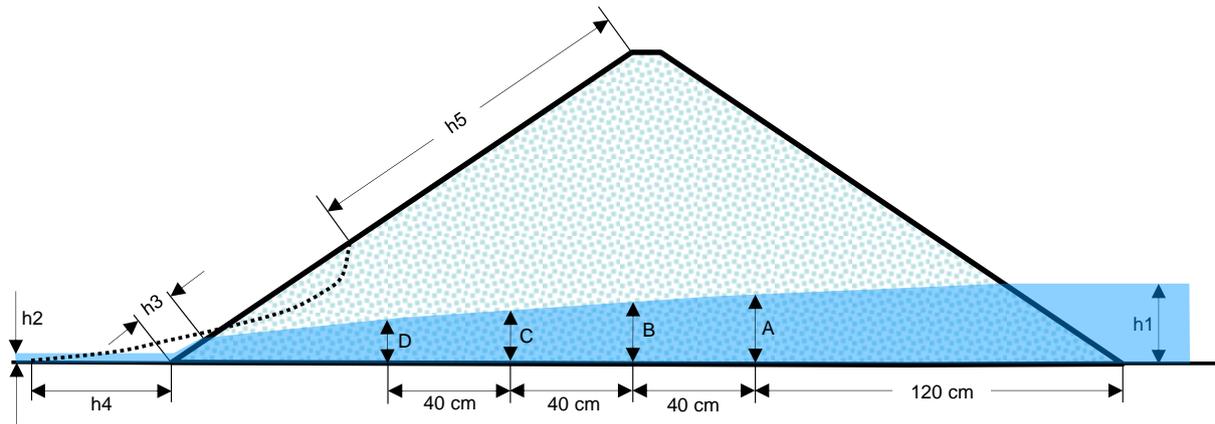


Figura 2 Medidas tomadas para cada intervalo de caudal

h_1 = altura de la lámina de agua en el espaldón de aguas arriba

h_2 = altura de la lámina de agua aguas abajo de la presa

h_3 = distancia desde el pie de presa hasta el punto de salida del agua

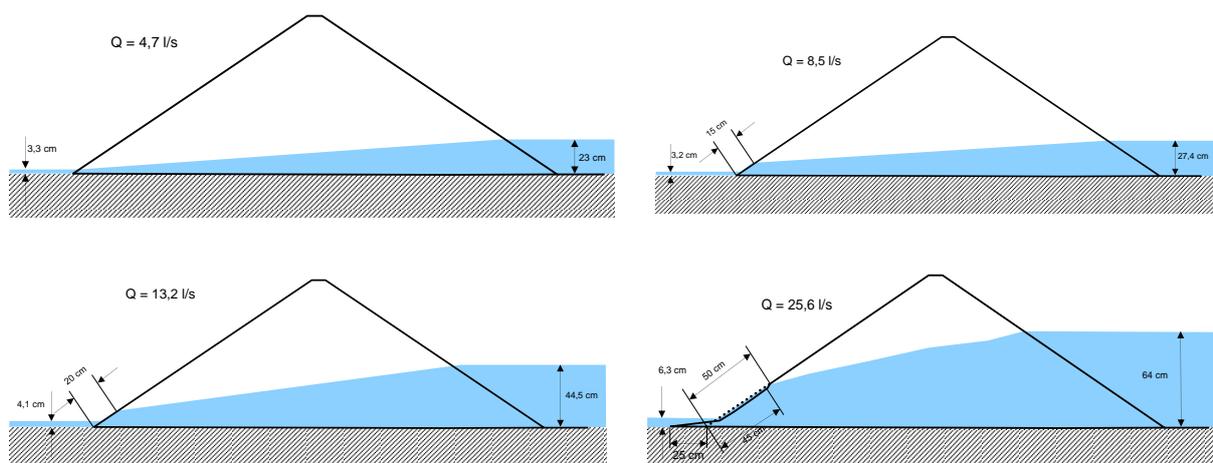
h_4 = distancia desde el pie de presa al material más alejado

h_5 = distancia desde la cabecera de la deformación hasta coronación

A, B, C, D = altura de la línea de saturación medida a través de la ventana del canal

2.1.1 Desarrollo de un ensayo

Se ensaya una presa de 1 m de altura, 20 cm de anchura de coronación y talud de 1V/1,5H en ambos espaldones. La presa está formada por material de un 15% de 12 mm y un 85% de 35 mm. Se comienza con un caudal de 4,7 l/s que da lugar a una altura de agua de 23 cm. El agua sale por el pie de la presa creando una lámina de agua de 3,3 cm. No se detecta ningún cambio.



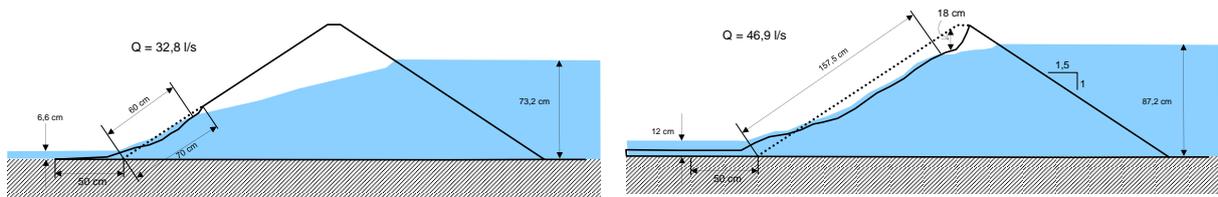


Figura 3 Desarrollo de un ensayo tipo

Se aumenta el caudal hasta 13,2 l/s. La altura del agua se estabiliza a 44,5 cm de altura y el punto de salida está a 20 cm del pie de presa. Con un caudal de 25,6 l/s y cuando el agua alcanza 50 cm de altura, se producen algunos desplazamientos de las piedras situadas en el pie de la presa. Con el mismo caudal y 65 cm de altura de agua se producen movimientos superficiales de cierta importancia. Se produce un inicio de incisión que alcanza 50 cm de longitud. Con 32,8 l/s y 73,2 cm de altura de agua, la incisión inicial se ensancha, el talud se desestabiliza y una pequeña masa superficial de material se desliza. El movimiento esta propiciado por el descalce de la parte inferior del talud y va progresando en una “onda” de desestabilización hacia arriba. Finalmente, para un caudal de 46,9 l/s y una altura de agua 87,2 cm, todo el talud ha sufrido un deslizamiento de material que afecta incluso a la coronación de la presa. En este momento se da por terminado el ensayo.

Siguiendo esta pauta se ensayaron, entre otras, las siguientes presas:

Altura	Material	Talud		
		1V/1,5H	1V/2,2H	1V/3H
1 m	15% 12mm 85% 35mm	1V/1,5H	1V/2,2H	1V/3H
1 m	30% 12mm 70% 35mm	1V/1,5H	1V/2,2H	1V/3H
85 cm	35mm	1V/1,5H	1V/2,2H	1V/3H
75 cm	20mm	1V/1,5H	1V/2,2H	1V/3H
35 cm	10mm	1V/1,5H	1V/2,2H	1V/3H

2.1.2 Resultados de los ensayos de presas

Del conjunto de ensayos se pueden sacar algunas conclusiones:

- En la fase de filtración el agua sale por toda la anchura del espaldón a la misma altura, con pequeñas variaciones de algún centímetro.
- El inicio del movimiento se da siempre en el pie de presa y comienza en forma de piedras aisladas que no sufren un gran desplazamiento, a veces simplemente un giro sobre sí mismas.
- El paso siguiente consiste en el movimiento de pequeños grupos de piedras (3 ó 4), igualmente en la parte inferior del espaldón.
- A continuación comienzan a desplazarse grupos de piedras que dan lugar a pequeñas brechas o incisiones longitudinales. Nunca se dan más de dos brechas simultáneamente (esto puede estar

condicionada por la pequeña anchura del canal de ensayo) y aunque en inicio pueden ser de tamaños similar, rápidamente una de ellas aumenta su tamaño mucho más rápidamente que la otra.

- Otra forma de deformación es una movilización general de todo el ancho del espaldón, pero de forma tan superficial que prácticamente no se modifica el ángulo del talud.
- Las deformaciones se propagan siempre desde abajo hacia arriba, generando cabeceras de forma curvada y con escarpes muy pronunciados. En esta fase el agua comienza a aflorar por el pie de estos escarpes de cabecera, llegando a veces a salir por cotas inferiores a las que salía en fases anteriores del proceso.
- En las últimas fases de la deformación pueden caer grandes masas de piedras propiciada por descalce de los escarpes de cabecera.

2.2 Ensayos de permeabilidad

La ley de resistencia empleada en el modelo matemático para la simulación del fenómeno de filtración corresponde a la definida por la ecuación de Ergun y que adopta la forma:

$$i = A \cdot v + B \cdot v^2 \quad [1]$$

donde:

i = gradiente hidráulico

v = velocidad del flujo

A, B = coeficientes de Ergun dependiente de la porosidad y del D_{50} del árido

los valores de A y B son:

$$A = 150 \cdot \frac{(1-n)^2}{n^3} \cdot \frac{v}{(g \cdot D^2)}$$

$$B = 1,75 \cdot \frac{(1-n)}{n^3} \cdot \frac{1}{(g \cdot D)}$$

siendo

n = porosidad efectiva

$D = D_{50}$

v = viscosidad cinemática del agua

Para poder ajustar debidamente los coeficientes A y B , se construyó un equipo de ensayo de gran tamaño en el que poder determinar el gradiente hidráulico de los materiales empleados en las presas.

2.2.1 Características del equipo

Como puede verse en la figura 4, el equipo consta de tres tubos cilíndricos de 388 mm de diámetro interior y 2 m de longitud. La muestra se sitúa rellenando completamente el tubo intermedio. En el tubo de la izquierda, el agua entra a través de un conducto perforado y garantiza que el agua llega a la muestra sin turbulencias. A lo largo del tubo hay siete puntos de medida de la presión hidráulica: uno en la zona de entrada de agua, cinco a lo largo del tubo de muestra y una en la zona de salida de agua. (Ver figura 5)

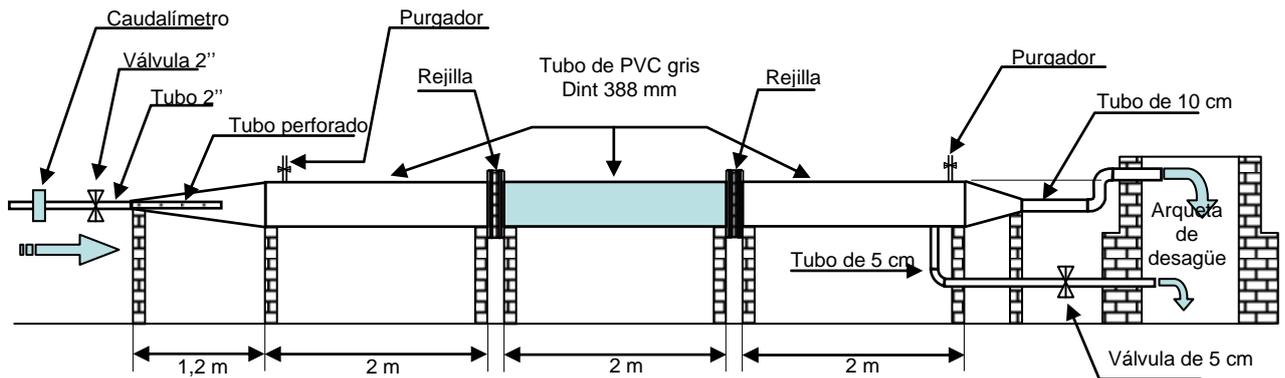


Figura 4 Esquema del equipo de ensayo

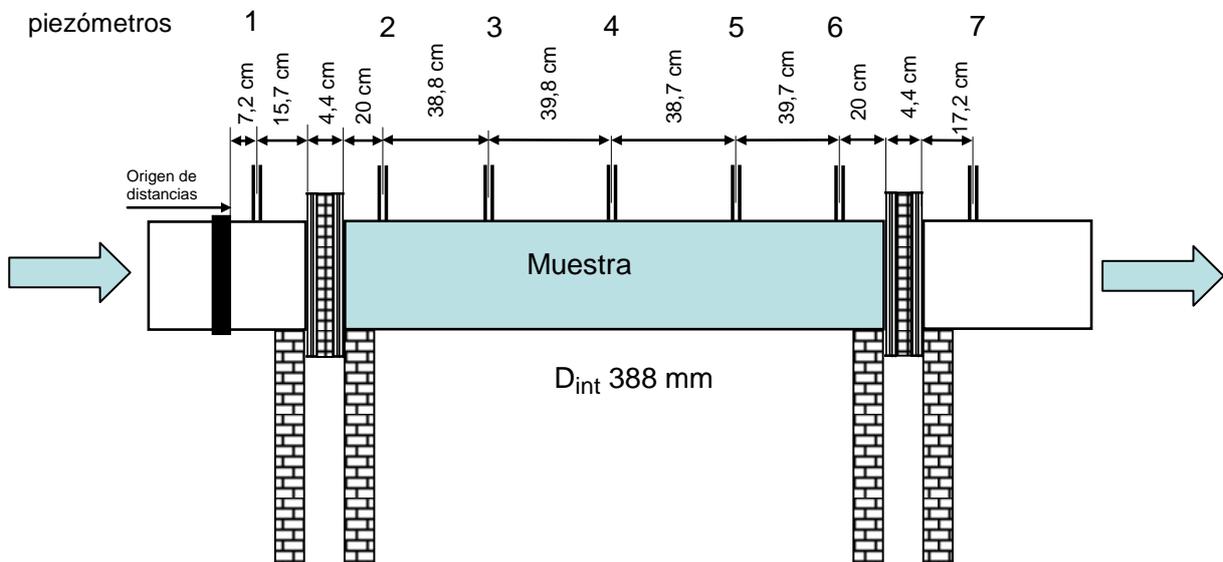


Figura 5 Posición de los puntos de medida de presión

Para garantizar la fiabilidad de las medidas, la presión registrada es la media de la existente en tres puntos equidistantes de la sección transversal en la que se realiza la medida, según puede verse en la figura 6.

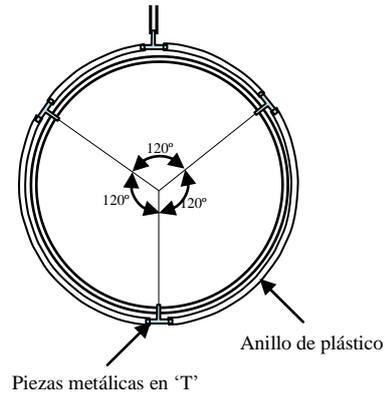


Figura 6 Diseño de medida en una sección transversal

Los materiales ensayados tenían un D_{50} de 12, 20, 35 y 45 mm y los caudales variaban de 1 l/s a 10 l/s, en intervalos de 1 l/s.

2.2.2 Ensayos

Se han realizados ensayos con los siguientes materiales:

Tamaño (mm)	porosidad efectiva
12	0,407
20	0,391
35	0,413
45	0,434

Se presentan a continuación dos gráficas correspondientes a los materiales de 12 y 45 mm en el eje X se representa la distancia desde un punto "cero" de las diferentes tomas de presión (ver figura 5) y en el eje Y se representa la presión en cm de altura de agua

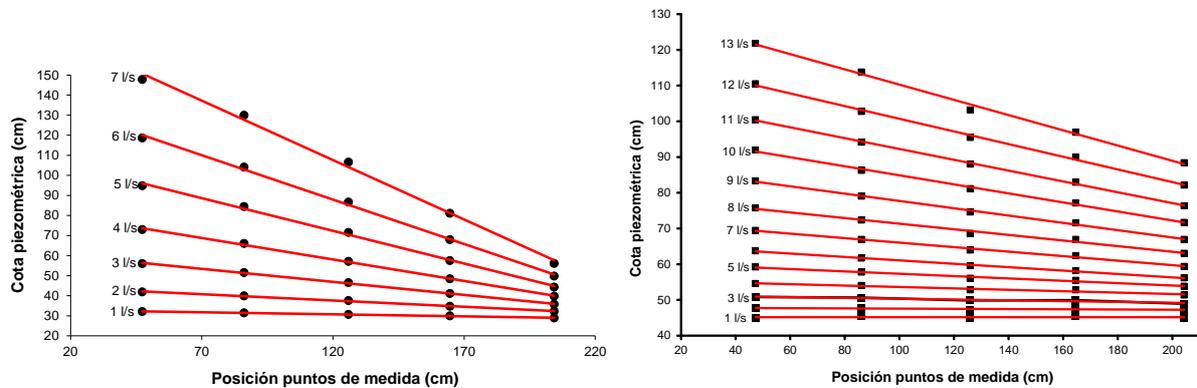
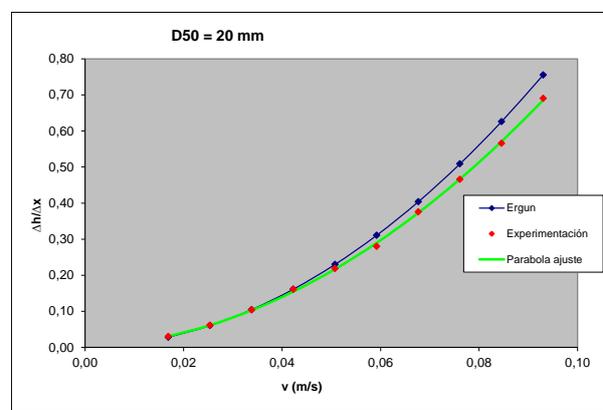
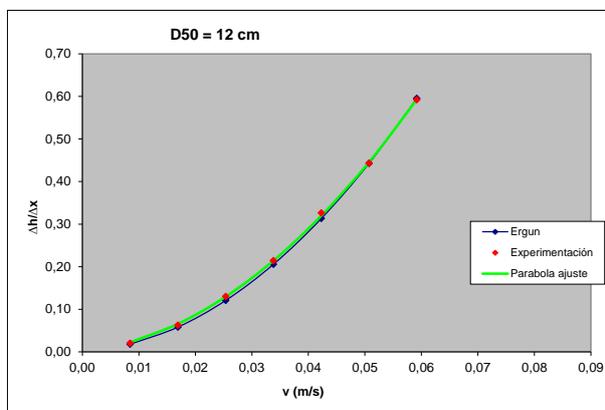


Figura 7 Medidas de presión para material de 12 mm y 45 mm y diferentes caudales

En cada uno de los gráficos las correlaciones obtenidas para cada caudal son superiores al 99%. Esto se ha mantenido así para la totalidad de los ensayos realizados. El gradiente hidráulico correspondiente a cada caudal viene dado por la pendiente de la recta correspondiente.

D₅₀ (mm)	Q (l/s)	Grad hidr	D₅₀ (mm)	Q (l/s)	Grad hidr
12	7	0,5921	20	11	0,6906
	6	0,4428		10	0,5659
	5	0,3263		9	0,4659
	4	0,2142		8	0,3758
	3	0,1299		7	0,2800
	2	0,0627		6	0,2183
	1	0,0200		5	0,1610
D₅₀ (mm)		Grad hidr		4	0,1039
50	13	0,2133		3	0,0614
	12	0,1772		2	0,0301
	11	0,1515	D₅₀ (mm)	Q (l/s)	Grad hidr
	10	0,1265	35	10	0,2302
	9	0,1024		9	0,1880
	8	0,0785		8	0,1487
	7	0,0631		7	0,1141
	6	0,0476		6	0,0862
	5	0,0330		5	0,0615
	4	0,0198		4	0,0395
	3	0,0112		3	0,0227
	2	0,0031		2	0,0107
	1	0,00005		1	0,0019

Por otra parte se puede calcular mediante la fórmula de Ergun (ver fórmula 1) el gradiente hidráulico para los mismos materiales y caudales y comparar los resultados.



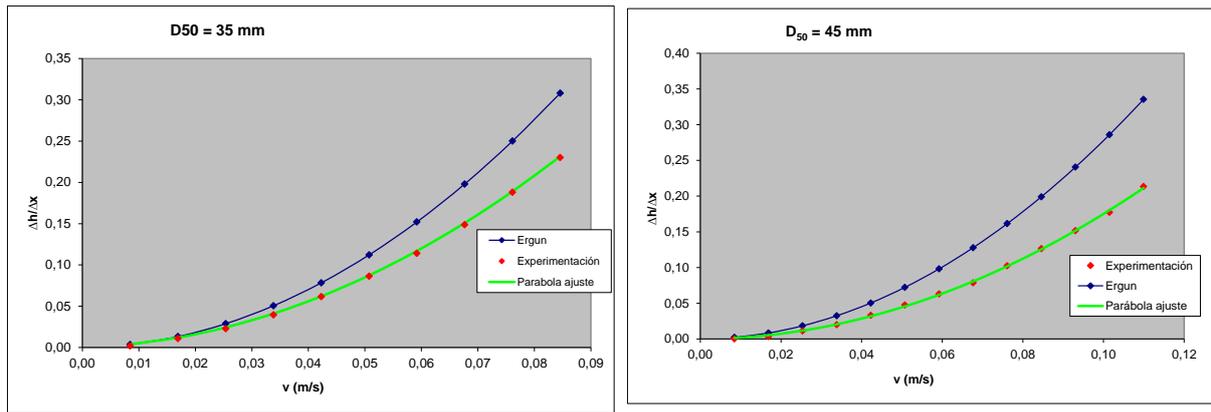


Figura 8 Comparación entre el gradiente hidráulico según Ergun y los ensayos del CEDEX

Los resultados obtenidos ponen claramente de manifiesto que a partir de materiales superiores a un tamaño de 12 mm, la discrepancia entre el valor de la fórmula de Ergun y los resultados experimentales son cada vez mayores.

Esta discrepancia aumenta con el tamaño del material y con el caudal.

3. BIBLIOGRAFÍA

Larese De tetto, A. A coupled eulerian-PFEM model for the simulation of overtopping in rockfill dams. ETS d'Enginers de Camins Canals i Ports. Barcelona, mayo 2012

Larese De Tetto, A.; Rossi, R. y Oñate, E. simulation of the behavior of prototypes of rockfille dams during avertopping scenarios. Seepage evolution and beginning of failure. 11th Benchmarck Workshop on Numerical Analysis of Dams. Valencia 2011

Morán Moya, R. Mejora de la seguridad de las presas de escollera frente a percolación accidental mediante protecciones tipo repié. ETS de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Madrid, 2013

Rojas Juárez, José Luis. Nodelización numérica de la erosión por sobrevertido de presas de materiales sueltos cohesivos mediante el uso del modelo de sistema de partículas y elementos finitos (PFEM). ETS de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Madrid, septiembre 2012

Siddique, S.; Blatz, J. A. y Privat, N. C. Evaluating Turbulent Flow in Large Rockfill Dams. Journal of Hydraulic engineering (ASCE), p. 1462-1469. November 2012.

Toledo, M. A.; Morán, R. y Campos, H. Modelación del movimiento del agua en medios porosos no lineales mediante un esquema de diferencias finitas. Aplicación al sobrevertido en presas de escollera. Revista internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y diseño en Ingeniería. 28(4), 2012.

Aliviaderos tipo laberinto y en tecla de piano

*Carlos Granell Ninot **, *Miguel Ángel Toledo Municio*** y *Andrea Marinas ***

***JESÚS GRANELL Ingenieros Consultores*

*** Universidad Politécnica de Madrid*

1. Introducción

El Departamento de presas de la ETSICCP, el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX el Centro Internacional de Modelación Numérica (CIMNE), la empresa VEMSA y la compañía de ingeniería JESÚS GRANELL Ingenieros Consultores viene acometiendo un proyecto de investigación en materia de vertederos tipo laberinto.

El objetivo principal de la investigación es la obtención de conocimientos y herramientas que permitan un diseño razonado de este tipo de estructuras hidráulicas. Además, se estudian otros efectos en su comportamiento, como son las condiciones hidráulicas de aproximación a la embocadura.

La investigación se basa en el ensayo hidráulico en modelos físicos complementado por modelos numéricos mediante aplicaciones de última generación. Descripción del proceso de diseño y construcción del modelo.

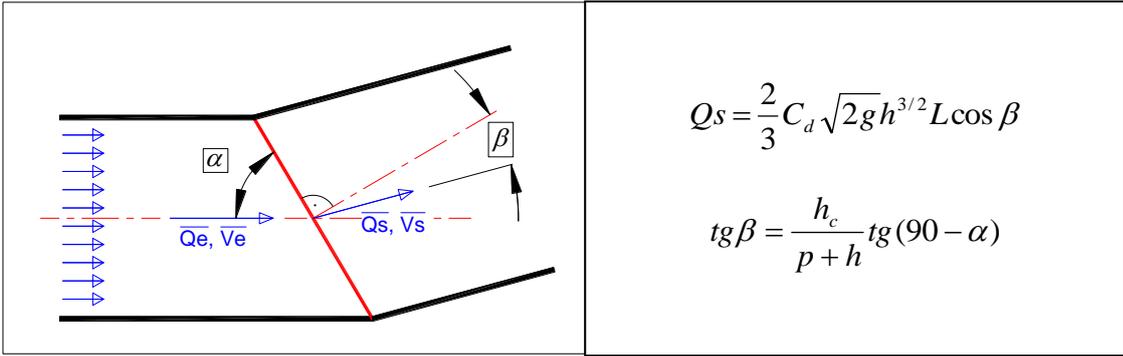
2. Aspectos previos de la investigación

El comportamiento hidráulico de los vertederos tipo laberinto es marcadamente tridimensional y, en principio, difícilmente simplificable mediante la hidráulica clásica por todos conocida. Es por ello que en la actualidad todos los procedimientos de dimensionamiento de estas estructuras son de tipo experimental.

No obstante un profundo análisis de las variables hidráulicas en el entorno del vertedero permite discernir una serie de fenómenos físicos.

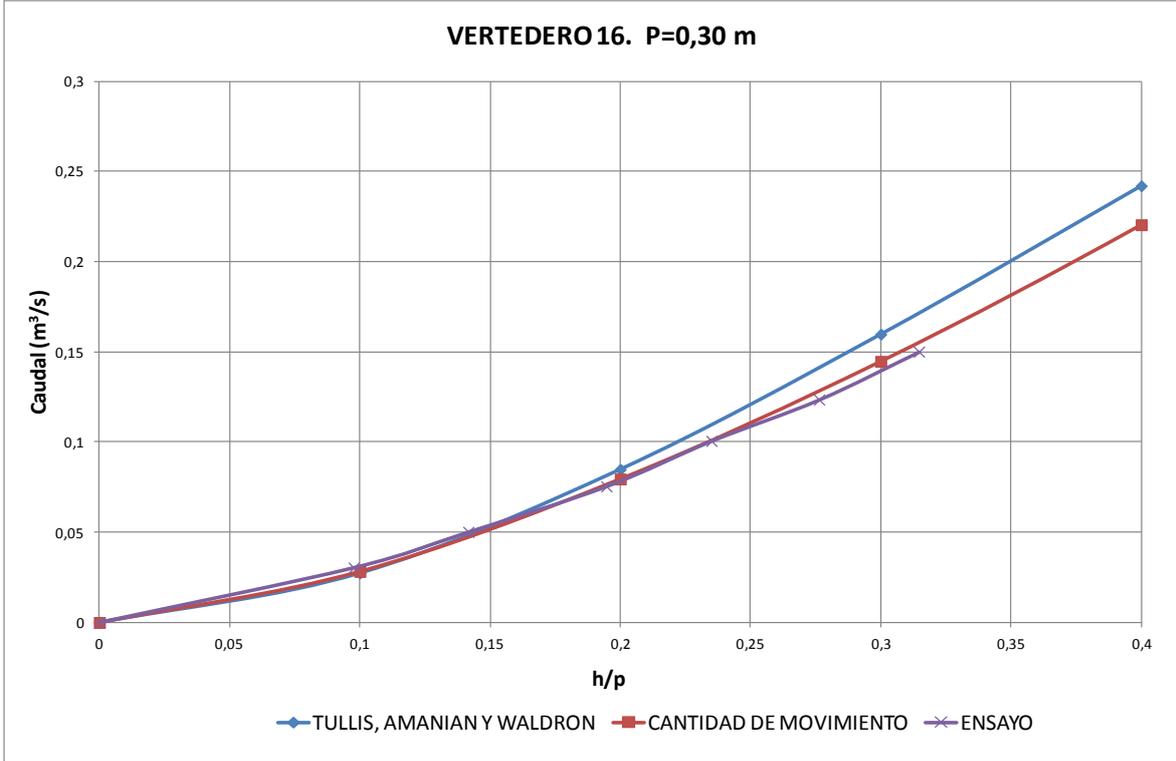
En primer lugar, las caras diagonales del vertedero producen una refracción de las líneas de corriente. La aplicación del teorema de la cantidad de movimiento a un vertedero oblicuo a la dirección del flujo demuestra que la dirección de salida de las líneas de corriente es una intermedia entre la de entrada y la perpendicular a la cara del vertedero y cuyo valor queda determinado por las variables hidráulicas de la aproximación.

El desarrollo matemático de este teorema demuestra:

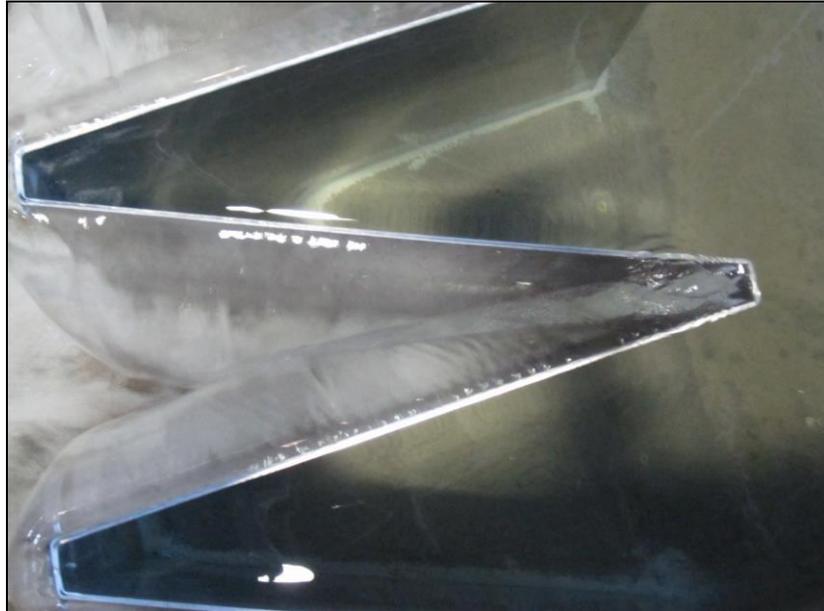


La sola aplicación del teorema de la cantidad de movimiento para calcular la capacidad hidráulica de un vertedero tipo laberinto ofrece resultados tan aproximados como pueden ofrecer los procedimientos experimentales habituales para el cálculo de estas estructuras.

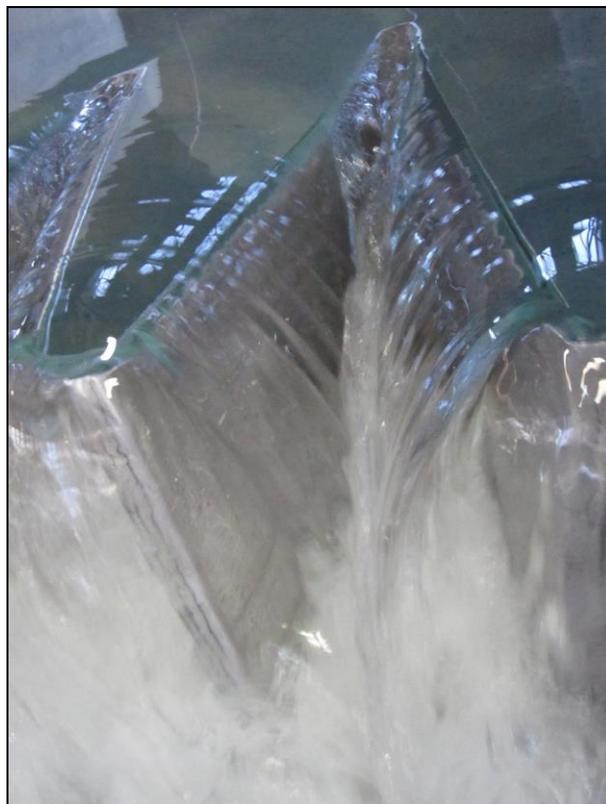
Se adjunta un ejemplo para uno de los vertederos ensayados.



Por otra parte, en el entorno de los vértices de aguas arriba, en donde la directriz en planta del vertedero quiebra cambiando bruscamente su orientación, se producirá una interferencia de las líneas de corriente de salida de ambas caras del vertedero. El fenómeno es complejo, ya que estas interferencias producen un espesamiento de la lámina, una reducción de las velocidades y consecuentemente cierta tendencia a la propagación del fenómeno hacia aguas arriba, afectando a zonas contiguas de los módulos del vertedero.



Finalmente la aproximación a los vértices de aguas abajo, con el agua ya en el dominio del laberinto, se encuentra condicionada por la evacuación en las caras diagonales que confluyen en ese vértice, de tal manera que se produce una depresión gradual de la lámina distinta de la que tiene lugar en un vertedero en pared delgada.



El comportamiento de los vertederos tipo laberinto, por tanto, es complejo, pero simplificable si se consiguen aislar los distintos fenómenos al objeto de cuantificar su efecto en la capacidad hidráulica: Estos fenómenos, como se ha expuesto son la oblicuidad de las caras del vertedero, la interferencia de láminas en los vértices de aguas arriba y la depresión gradual de la lámina en la aproximación a los vértices de aguas abajo.

El estudio detallado de cada uno de estos tres fenómenos es el principal objetivo de la investigación comenzada.

3. Investigación realizada

Se ha construido un recinto de ensayo de 7,50 x 6,00 m y 1,40 m de altura, puede ser alimentado de agua según distintas direcciones hasta 150 l/s. Se espera que en breve se pueda proveer hasta 500 l/s.

El recinto se encuentra equipado con 6 limnígrafos palpadores y dos sondas de ultrasonidos montados sobre un carro que desliza apoyado en los muros extremos del recinto, y que conectados a un equipo informático, permiten el registro continuo de los niveles piezométricos en las distintas zonas del embalse y de la aproximación al vertedero.

Se adjunta una fotografía del recinto de ensayo.



La medida del caudal se realiza mediante caudalímetro en la bomba, que ha sido previamente calibrado.

El recinto asimismo se encuentra preparado para adaptarse a distintas disposiciones del vertedero: diferentes alturas, disposición en canal, en embalse, con los vértices extremos hacia aguas arriba y con los vértices extremos hacia aguas abajo.

Además, es posible modificar las condiciones de alimentación al vertedero: frontal, lateral y oblicua y las condiciones de aproximación mediante distintas disposiciones de fondo de embalse.

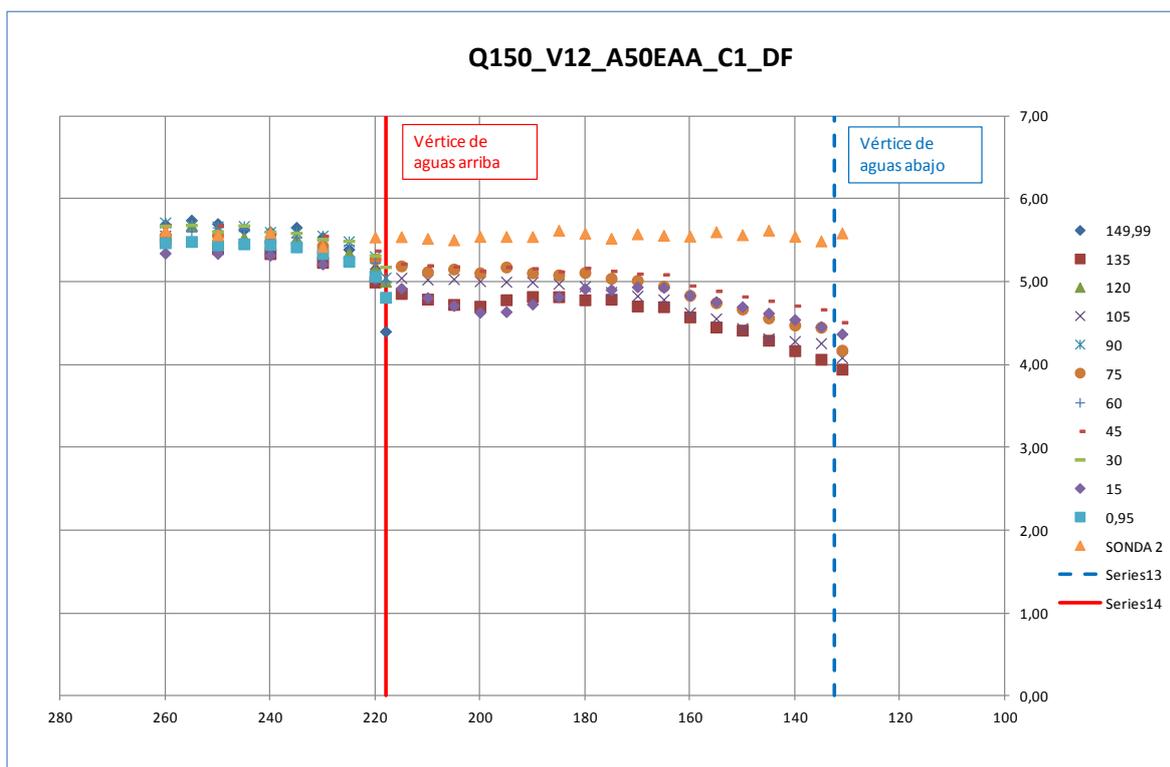
Se han construido 12 vertederos tipo laberinto distintos de los que se han ensayado 3 bajo distintas configuraciones y con caudales de hasta 150 l/s. Es necesario aumentar el caudal hasta al menos 500 l/s para entrar en rangos de funcionamiento típicos de este tipo de estructuras.

Se adjunta una fotografía de los vertederos.



Como se ha comentado, hasta el momento se han ensayado 3 vertederos en caudales que van desde 10 hasta 150 l/s y se han tomado lecturas de niveles para poder preparar perfiles longitudinales y transversales de la lámina en distintas zonas de la aproximación al vertedero.

Se adjunta un ejemplo de un gráfico formado mediante las lecturas de los limnógrafos palpadores en el ensayo del vertedero V16, para toda la gama de caudales ensayados. En el mismo se aprecian perfiles longitudinales de la lámina de agua en distintas alineaciones que pasan por los vértices de aguas abajo y de aguas arriba de los módulos del vertedero.



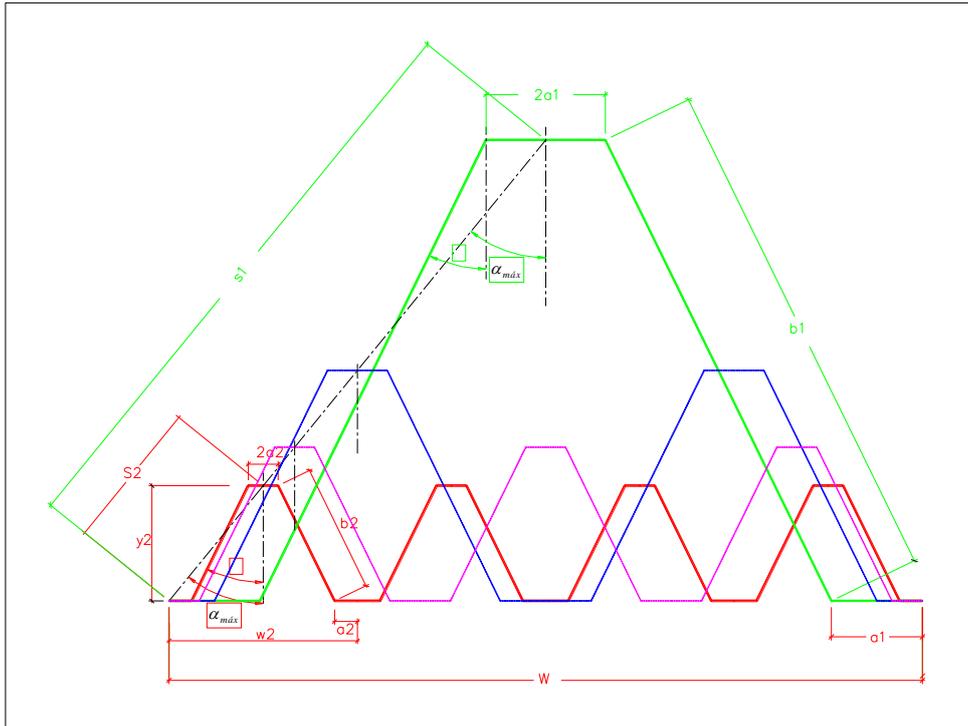
Se aprecia asimismo la lectura de la sonda de ultrasonidos que acompaña en el carro a los limnigrafos palpadores pero lateralmente a los mismos fuera de la influencia del vertedero.

4. Investigación por realizar

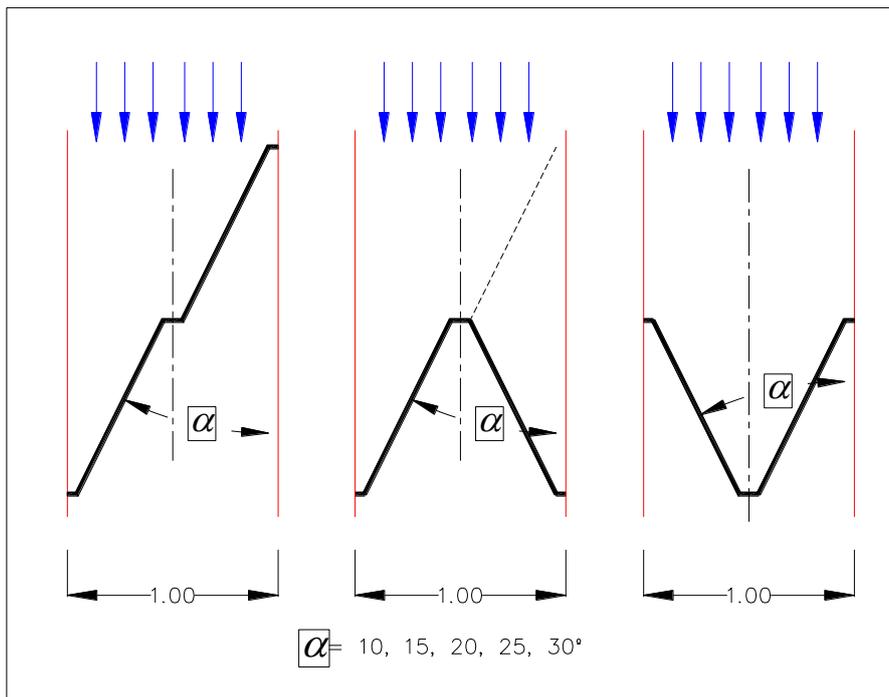
Una vez se dispone de la instalación preparada se va a proceder al ensayo de las 12 geometrías de vertedero distintas. El objetivo, como se ha dicho, es aislar los distintos fenómenos que inciden en el comportamiento de los laberintos: oblicuidad en las caras diagonales, interferencia de láminas en los vértices de aguas arriba y depresión progresiva de la lámina en los vértices de aguas abajo.

Es por ello que las 12 geometrías distintas se agrupan por vertederos que tienen los módulos homotéticos. Aquéllos vertederos que tengan la misma longitud, misma relación de amplificación de longitud y misma oblicuidad tendrán un comportamiento diferente en la medida en que se ven afectados de manera distinta afectado por lo que ocurre en los vértices del vertedero.

La comparación de los resultados del ensayo de cada uno de los 4 vertederos pertenecientes al primer grupo de homotecia permitirá cuantificar el efecto, a añadir a la oblicuidad del vertedero, de los fenómenos que tienen lugar en los vértices de aguas arriba y aguas abajo.



Asimismo está previsto realizar ensayos en un canal, tal y como se muestra en la siguiente figura:



En paralelo a los ensayos físicos se va a realizar una campaña de modelaciones numéricas que se calibraran con los ensayos físicos y que permitirán extrapolar resultados a geometrías no modeladas físicamente. Finalmente, se va a proceder a introducir una variable en el diseño de los aliviaderos tipo laberinto y que es la inclinación del paramento de aguas arriba de las distintas caras del vertedero para enlazar con las denominadas geometrías en "tecla de piano".

5. Conclusiones

La Universidad Politécnica de Madrid, el CEDEX, el Centro Internacional de Modelación Numérica, y las empresas VEMSA Y JESÚS GRANELL Ingenieros Consultores están desarrollando un proyecto de investigación en materia de aliviaderos tipo laberinto.

El objetivo del proyecto es elaborar herramientas y procedimientos para el diseño razonado de este tipo de estructuras. A diferencia de otros procedimientos, el objetivo es que éste se base en los principales fenómenos hidráulicos que tienen lugar en los laberintos.

Para ello, se ha comenzado una campaña de ensayos en modelo físico y se encuentra prevista la modelación numérica de estas estructuras.

6. Referencias

Dott. Ing. Bruno Gentelini, 1941. Stramazzi con cresta a piana obliqua e a zig-zag. Memorie e Studi dell Istituto di idraulica e costruzione idrauliche del regio Politecnico di Milano.

.P. Tullis, N. Amanian, D. Waldron, 1995. "Design of labyrinth spillways". Journal of Hydraulic Engineering, Vol 121, No 3.

Carlos Granell Ninot y Miguel Ángel Toledo Municio, 2010.. Los aliviaderos tipo laberinto. Un nuevo enfoque para su cálculo hidráulico.

7. Agradecimientos

El proyecto de investigación está siendo posible gracias a la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad a través del programa INNPACTO 2012, en el proyecto POLILAB: DISEÑO DE DEL PROTOTIPO DE CUNA COMPUERTA FUSIBLE RECUPERABLE TIPO LABERINTO DE FONDO POLIÉDRICO PARA LA MEJORA DE LA SEGURIDAD HIDROLÓGICA DE LAS PRESAS.

Diseño y experimentación en el CEDEX

con nuevos sifones

*M^a Dolores Cordero Page**, *Tamara Ramos del Rosario**, *Víctor Elviro García** y
*Cristóbal Mateos Iguácel***

** Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX*

*** Universidad Politécnica de Madrid*

1. Los sifones y las presas

La natural evolución al alza de los criterios de seguridad lleva a que haya en la actualidad motivos en muchas presas para aumentar su capacidad de desagüe. Los sifones presentan en principio dos primeras ventajas para ello: 1) se instalan en coronación sin afectar a la gestión ordinaria del desagüe preexistente y 2) como por lo general se evita tanto elevar el máximo nivel de embalse que se previó en el diseño anterior, como modificar a la baja el máximo nivel normal, suele haber constricciones de espacio para colocar los nuevos aliviaderos y los sifones presentan la ventaja de desaguar bastante más que un vertedero con la misma anchura para los mismos niveles de embalse. Sin embargo son poco usados en la práctica.

Para ver las razones históricas del poco uso de los sifones en las presas conviene comenzar por analizar su funcionamiento.

Si consideramos (figuras 1 y 2) un sifón tradicional en dos variantes de cebado una por anegamiento de su boca de salida y otro más moderno con cebado por impacto en su tramo inferior (se aprovecha para mostrar los dos mecanismos habituales de descebado, por boca y por conducto independiente). Vemos ya el inconveniente fundamental que es que, por lento que sea el cebado, una vez iniciado no se interrumpe hasta estar completado, lo cual resulta en que, en la mayoría de los casos, el caudal saliente sea mucho mayor que el entrante. Efecto indeseable que está prohibido en las normativas.

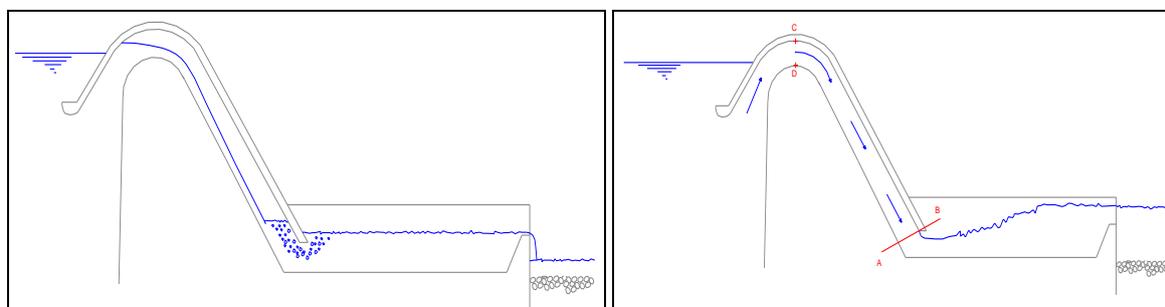


Figura 1. Sifón con boca de salida anegada

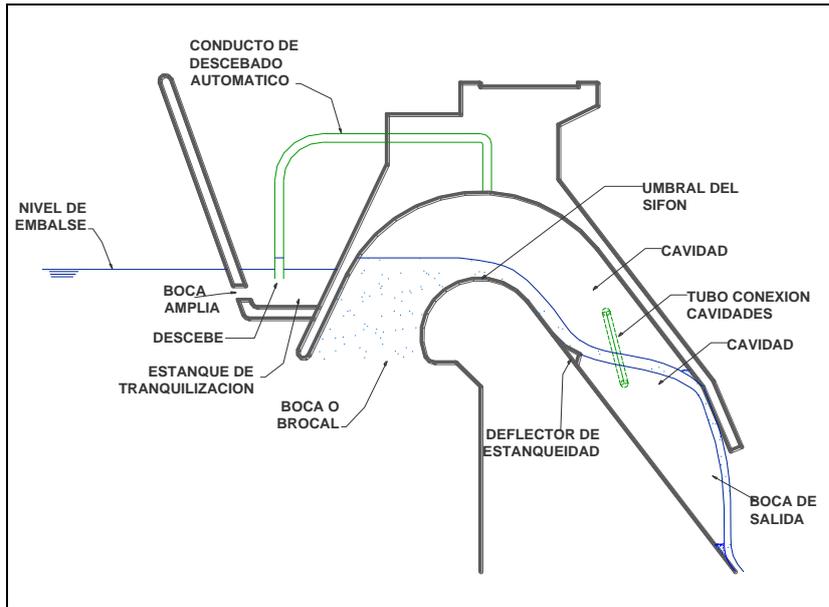


Figura 2. Sifón con deflector para cierre por impacto

Pero antes de profundizar conviene comentar los límites de uso de los sifones. Es decir la acotación de los caudales unitarios.

1.1 Los límites de los sifones

La característica fundamental de los sifones es trabajar en depresión. Pero al no ser el agua ingenieril, químicamente pura, contiene abundantes nódulos de cavitación, que acotan la depresión máxima tolerable a una fracción de la presión atmosférica. Las figuras 3 y 4 justificadas en [2], [3] y [5], nos muestran los caudales máximos evacuables en sifones. El parámetro K o K' se escogerá en función de los caudales unitarios que se deseen y la boca de salida se adaptará en consecuencia. Obsérvese que, salvo mejor opinión, al aproximarse la lámina vertiente a los 12 m la ventaja de capacidad de los sifones se modera sensiblemente.

$$V = \frac{K}{\rho} \quad \bar{H} = H + D - P$$

$$H = \frac{K^2}{2gr^2} - D + P$$

$$H = \frac{K^2}{2gR^2} - D + P + R - r$$

$$r = \frac{K}{\sqrt{2gH}}$$

$$R = \frac{\bar{H} + \sqrt{\bar{H}^2 + 4K\sqrt{\frac{\bar{H}}{2g}}}}{2}$$

$$q = \int_r^R \frac{K}{\rho} d\rho = K \ln \frac{R}{r}$$

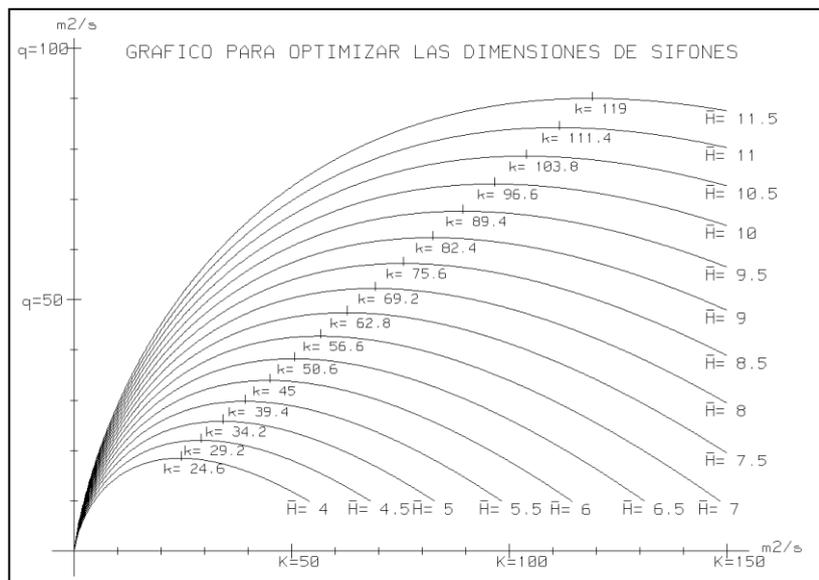


Figura 3. Criterio de presión absoluta

$$V = \frac{K}{\rho}$$

$$\frac{p}{\gamma} - C \frac{V^2}{2g} \leq 0 \quad \frac{p}{\gamma} - C \frac{K^2}{2g\rho^2} \leq 0$$

$$0 = H_a + H - P_c + r - R - \frac{K^2}{2gR^2} - C \frac{K^2}{2gR^2}$$

Y si se adopta

$$H_a + H - P_c = \bar{H} \quad 1 + C = \mu^2 \quad \mu K = K'$$

$$r = \frac{K'}{\sqrt{2gH}}$$

$$R = \frac{\bar{H} + \sqrt{\bar{H}^2 + 4K' \sqrt{\frac{H}{2g}}}}{2}$$

$$q = K \ln \frac{R}{r}$$

$$\mu q = K' \ln \frac{R}{r}$$

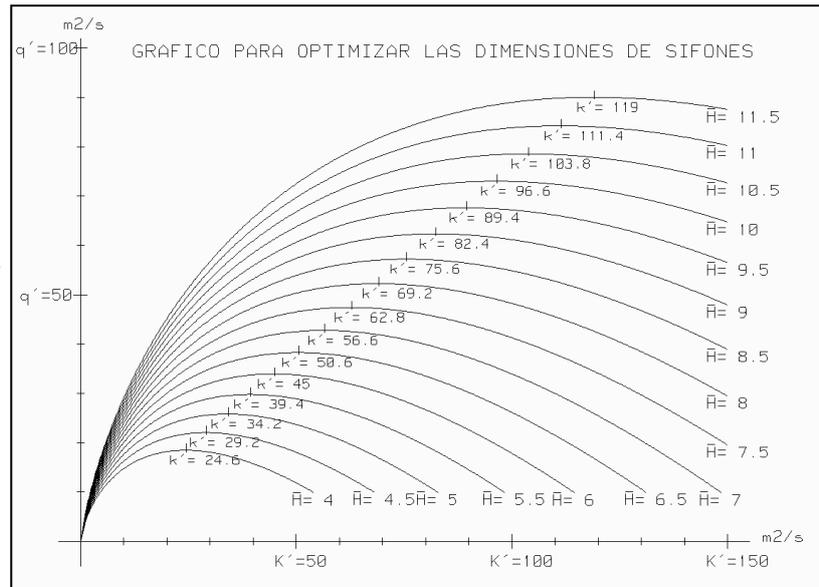


Figura 4. Criterio de cavitación

1.2 Los sifones convencionales y sus inconvenientes. Algunas soluciones

Al inconveniente fundamental de poder provocar avenidas bruscas se añaden otros como los riesgos de ineficiencia con heladas u otros atascamientos. Estos dos últimos inconvenientes suponen que los sifones deban desecharse directamente por esta causa en algunos casos.

Para el problema de la inadecuada forma de la curva de gasto se han pensado tradicionalmente algunas soluciones:

- A. Disponer partes móviles (figura 5)

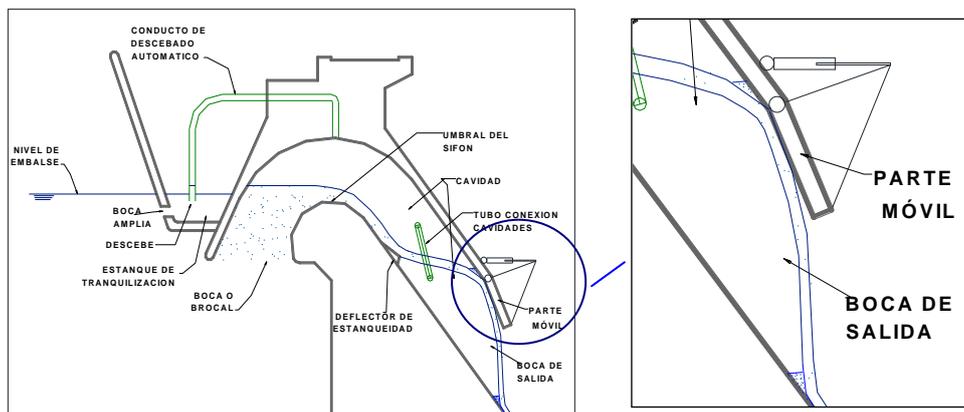


Figura 5. Sifón con sección de salida variable

- B. Dividir el flujo formando una batería con varios sifones pero colocando sus umbrales a diferentes alturas para que se ceben sucesivamente, entrando cada uno de ellos en servicio solo si el desagüe de los ya cebados es superado por el caudal entrante (figura 6)

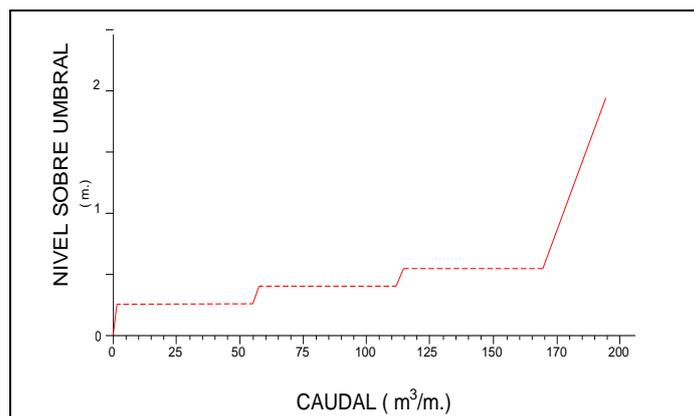


Figura 6. Curva de gasto de una batería de tres sifones

- C. Elevar el labio externo de la boca del sifón para facilitar la entrada de aire por la boca (figura 7)

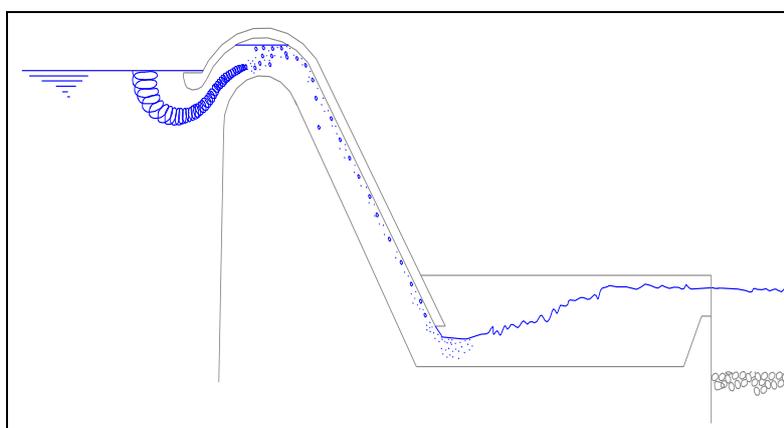


Figura 7. Sifón con entrada de aire por boca para modular el cebado

Todos ellos aunque suponen una mejora más o menos importante según el caso, presentan también algún inconveniente.

- A. Las partes móviles necesitan bien de automatismos para ser autónomas, o de personal presente o con mando a distancia en caso contrario. Además las partes móviles introducen un riesgo, no siempre pequeño, de dar un comportamiento ineficaz si no es posible operarlas.
- B. El escalonamiento supone una señalada merma del rendimiento de algunos de los sifones.
- C. Por último, la entada de aire por boca está ligada a la actuación de remolinos y estos presentan una cierta impredecibilidad y con ello otras desventajas.

2. Los sifones con desagüe gradual

La aportación de aire a un sifón permite que la ley de desagüe de ese sifón sea gradual, sin necesidad de coordinarlo con otros, y con ello consigue además que cada uno de ellos funcione con eficiencia máxima. Ello se ha traducido en que nuestras investigaciones se hayan centrado en este tipo de dispositivos. Para la exposición ha de distinguirse entre que la aportación de aire sea por la boca del sifón (como se ha expuesto antes) o que sea por un conducto específico.

2.1 La aportación de aire por boca

La aportación de aire por boca capacita a los sifones para que presenten por sí solos una respuesta gradual a la variación de niveles. Es importante reseñar que en consecuencia una vez construidos no requieren intervención humana lo que los hace fiables. Pero, como se ha sugerido antes, tiene algunas limitaciones:

- a) El aire entra en cada sifón por medio de un remolino. Ello supone en primer lugar que se necesita que el remolino tenga una cierta intensidad. Esto se traduce a su vez en que cuando se eleve el nivel de embalse, y al sifón le toque ir a sección llena, las trayectorias del flujo son transversales (en vez de ortogonales) a los planos que sean normales a las cuatro paredes del sifón lo que cuanto más acentuado sea el esviaje más reduce la capacidad.
- b) Como la intensidad de los remolinos es intrínsecamente fluctuante, también lo es la entrada de aire (cuando se produce) y con ello, aunque moderada, hay una cierta fluctuación de caudales.
- c) En general el núcleo del remolino está lejos de las paredes (si acometiese a una pared podría ser aún peor) y por tanto el aire fluye lejos de estas y en particular de las superiores e inferiores donde podría ser ventajosa su proximidad.
- d) No incluyen ningún elemento corrector o que permita adaptarse a situaciones cambiantes.

Bien es verdad que por no haberse usado estos sifones más que como complemento y sin pretender apurar sus posibilidades, no interfieren estos defectos con sus usos.

2.2 La aportación de aire por conducto específico

La aportación de aire por conducto específico y con válvula de regulación (figura 8) en principio por la cara superior (aunque puede haber otras opciones) presenta la ventaja de que el control se verifica con muy poco esfuerzo. Esto es así porque el flujo de aire necesita una sección mucho más pequeña que la sección del sifón y porque la diferencia de presiones en la válvula es una fracción de la atmosférica. Pero naturalmente necesita una actuación para adaptarse a los distintos caudales entrantes que puedan presentarse y así conseguir que el flujo sea de verdad gradual y no haya riesgo de un cebado brusco con un flujo saliente muy superior al entrante. Pero esto presenta el inconveniente de someterse a una de las necesidades alternativas de: o bien posicionamiento automatizado de la válvula del aire o personal presente o mando a distancia. Por ello, y aquí se inicia nuestra aportación, nuestra investigación, primero teórica y luego experimental, se orientó a conseguir un dispositivo que permitiera que, sin necesidad de actuar durante una avenida sobre partes móviles (ni siquiera pequeñas válvulas), el sifón respondiera a un incremento gradual de niveles con un incremento gradual de caudales. Y siempre asegurándose que a cada nivel de embalse le correspondiera automáticamente un caudal saliente determinado.

y a alturas convenientes se sitúan los conductos (cuatro en la figura 9 que se ha comentado) que pueden aportar aire al sifón.

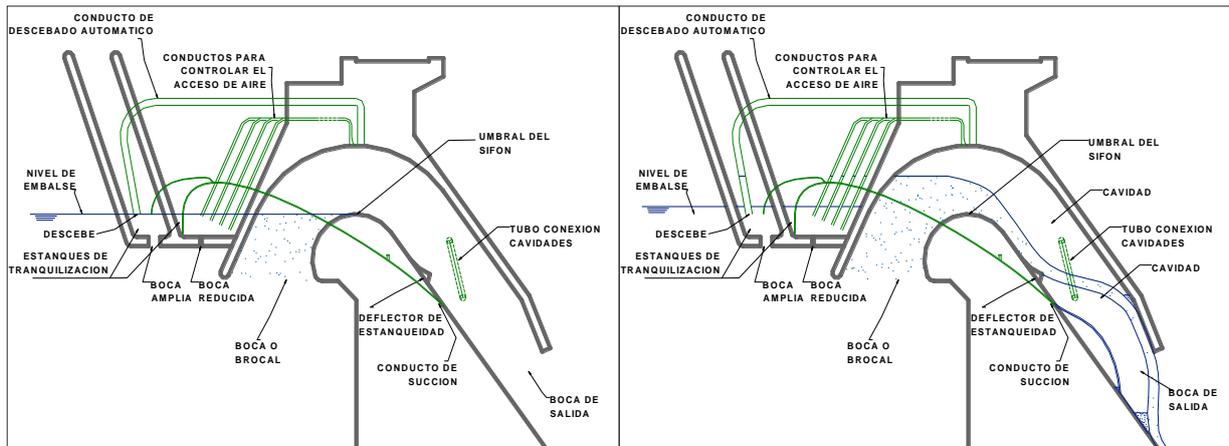


Figura 9. Sifón con cebado gradual autónomo

El funcionamiento de este vaso es el siguiente: Cuando el nivel del embalse se empieza a elevar por encima del umbral del sifón (y por consiguiente empieza a actuar el sifón simplemente como un vertedero) el agua comienza a entrar en el vaso, pero como queda todavía por debajo del punto más alto del conducto extractor éste no puede retirar agua del vaso, y con ello el nivel del interior se iguala prácticamente al nivel del embalse. Con ello se van taponando las bocas de las entradas de aire y cuando están todas cubiertas se inicia el cebado del sifón. El avance del proceso de cebado del sifón se traduce en que gradualmente se reduce la presión del aire en el sifón con la consecuencia de que en un cierto momento se produce el cebado del conducto extractor lo que lleva a un descenso en el nivel del primer vaso. Se puede concebir así que para cada nivel en el embalse se llegará a un equilibrio dinámico en el que, por una parte el caudal entrante en el vaso (función de los niveles de vaso y embalse) iguala al caudal saliente (función del nivel en el vaso y de la depresión del aire del sifón) y en el que, por otra parte, la depresión de la cámara de aire en el interior del sifón se estabiliza en un valor de equilibrio al igualarse el caudal de aire que sale del sifón por arrastre emulsionado en el agua con la cantidad de aire que entra por los conductos de aire que no tengan anegada su boca. Claramente a mayor nivel de embalse mayor nivel de equilibrio le corresponde en el vaso y con ello una mayor depresión en el sifón que es tanto como decir un mayor caudal de desagüe.

Por lo que hace al segundo vaso, su misión es la de provocar el descebado tanto del sifón principal como del microsifón extractor del primer vaso cuando conviene que estos sifones no puedan actuar. Concretamente cuando el nivel del embalse se encuentre por debajo del umbral del sifón. Para ello las bocas de admisión de aire de ambos conductos de descebado se sitúan dentro del vaso de orificio más amplio y (en principio) a cotas próximas por encima, a la cota del umbral del sifón.

Naturalmente los conductos de aire para controlar el flujo situados dentro del primer vaso tendrán sus bocas colocadas a las cotas que se juzgue más conveniente para que la ley de gasto se acomode a la curva que se considere preferible (dentro de las posibles) pero claro está, todas ellas se situarán por debajo de la cota en la que se asegure que el flujo deba de estar en depresión.

4. Los sifones graduales adaptables

Algunos de los siguientes pasos en la investigación se orientaron a conseguir que la ley de desagüe anteriormente mencionada se pudiera adaptar a voluntad, dentro de las limitaciones que impone la geometría del propio sifón, para ajustarse a un cambio de criterio sobre cual fuese cada temporada la curva de gasto más acertada.

Una primera solución fue disponer para el mismo sifón reflejado en la figura 9 unas válvulas en los conductos de aireación de manera que se pudiera reducir o ampliar la facilidad de paso por alguno de los conductos ver figura 10, naturalmente si se reducía la sección de paso de algún conducto el efecto es que mientras no estuviera anegada su boca y para un mismo nivel de embalse cuanto más estrangulado estuviese ese conducto menos aire llegaría al interior del sifón y se induciría una mayor depresión en este y por tanto se desaguaría un mayor caudal. Pero se consideró preferible un cambio de concepción, dentro de las ideas delineadas, pero consiguiendo un diseño más simple.

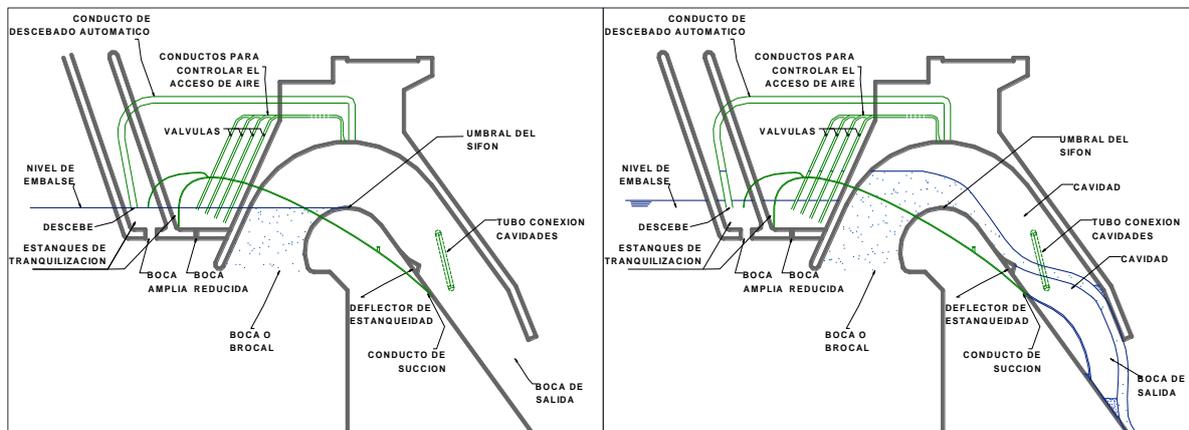


Figura 10. Sifón con cebado gradual autónomo modificable

Se llegó así al sifón de la figura 11 en el que basta con un solo conducto de aireación que sirve también como conducto de descebado. Diseño en el que basta solo un vaso al transferirse, como veremos, la regulación y modificación de la ley de gasto de la actuación en los conductos de aire a la actuación en los conductos de agua.

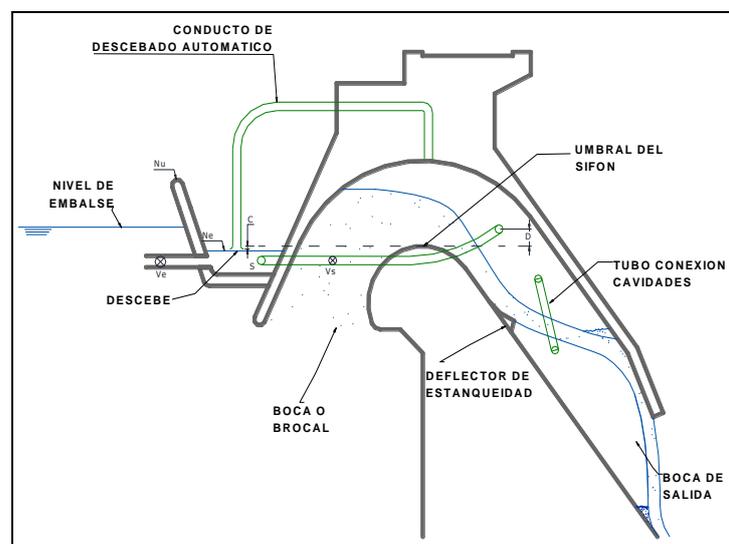


Figura 11. Sifón con regulación de segundo orden

En este sifón una vez fijadas las posiciones de las dos válvulas de control el funcionamiento es el siguiente:

Inicialmente, a medida que progresa la elevación del nivel de embalse, se va anegando el vaso (toda vez que el conducto de salida del vaso al sifón no puede desaguar todavía) hasta que obtura la única entrada de aire al interior del sifón y se está en condiciones para que se pueda iniciar el cebado. Cuando este progresa lo suficiente se produce una depresión en el interior del sifón y comienza a succionarse agua del interior del vaso lo que por estar, de momento, el nivel del vaso prácticamente al nivel del embalse se traduce en que el nivel del vaso descende gradualmente hasta que por traducirse ese descenso en un desnivel entre el interior y el exterior del vaso se va incrementando el caudal entrante hasta que provisionalmente se igualen caudales líquidos entrantes y salientes en el vaso. Pero ese equilibrio de caudales líquidos sólo se mantendrá si el caudal de aire que es succionado iguala al caudal de aire que es arrastrado por el agua del sifón. De manera análoga a como se comentó antes el equilibrio teórico corresponde por tanto a un nivel en el vaso en el que por un lado el caudal entrante y saliente del vaso sean iguales y en el que por otro lado el estrangulamiento que resulta en la boca de entrada del aire lleve a que el caudal de aire entrante en el sifón iguale al que es extraído por el flujo.

La figura 12 da idea de las leyes de flujo que pueden esperarse según la relación entre los estrangulamientos de las válvulas de entrada y salida al vaso.

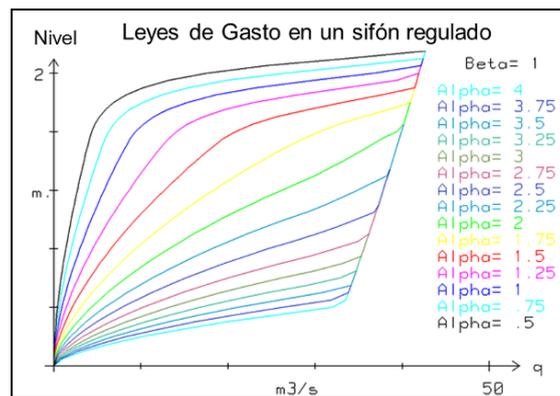


Figura 12. Leyes de gasto de un sifón regulado

Una mayor libertad de opción entre leyes de desagüe se consigue con el diseño de la figura 13 en el que al poderse variar la cota en la que el conducto de succión desemboca en el interior del sifón se obtienen las leyes de gasto de la figura 14.

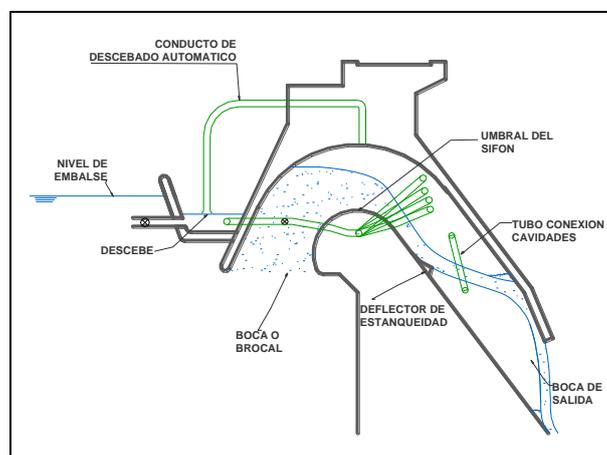


Figura 13. Sifón con regulación de segundo orden con dos parámetros

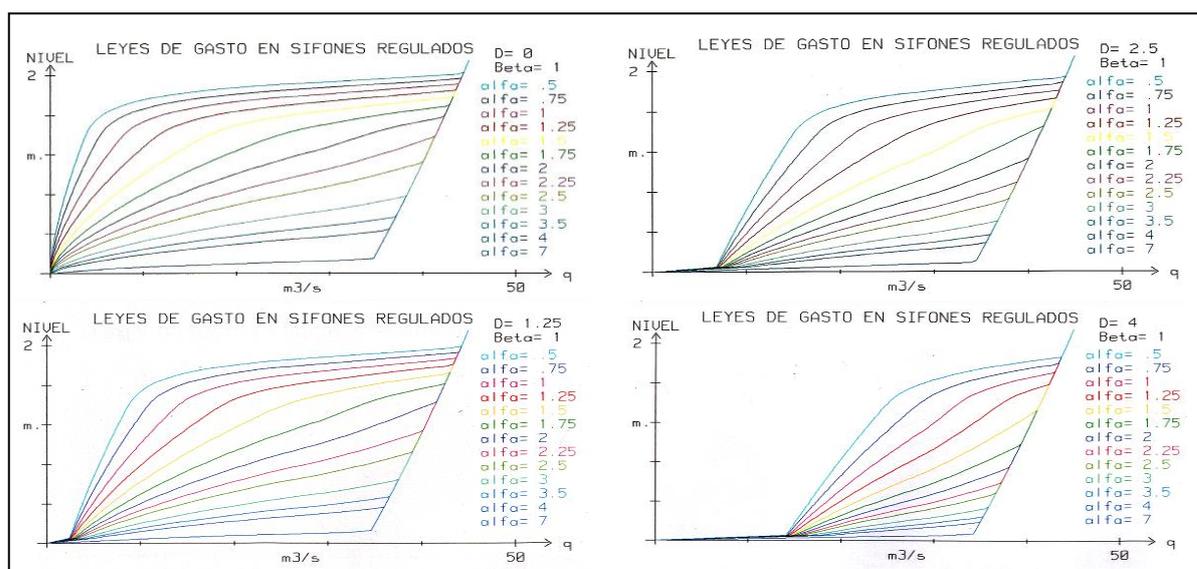


Figura 14. Leyes de gasto de un sifón regulado mediante dos parámetros

5. Los ensayos en modelo reducido realizados.

La experimentación se ha llevado a cabo en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

El modelo físico reducido (figura 15) consta de una arqueta de recogida donde se aforan los caudales evacuados por el sifón, el depósito elevado cuenta con limnímetros ultrasónicos para conocer la cota de la lámina de agua, y mediante un dispositivo regulable (con 10 canaletas), se fija el nivel de la lámina de agua en el embalse. Cambios bruscos de caudal y un volumen reducido del depósito elevado se traducen en indeseables fluctuaciones de la lámina de agua, para paliar estos efectos se instalaron un conjunto de canaletas en el interior del embalse que permite mantener un nivel constante e independiente del caudal evacuado por el sifón, así se pueden mantener los niveles en el embalse sin que las bruscas variaciones de caudales evacuados por el sifón que se producen durante el cebado, nos modifiquen sustancialmente la cota de agua del embalse. Así se introduce en el modelo caudal líquido en exceso y las canaletas se encargan de retirar el exceso de agua que el sifón no evacua para una determinada cota de nivel de agua, y cuando el sifón demanda más caudal, teniendo la rapidez de respuesta que se necesita sin que se vean afectados los niveles en el embalse.



Figura 15. Instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del CEH-CEDEX para ensayar sifones

Para el aforo de los caudales de aire que intervienen en la regulación del sifón, se dispone de un venturímetro (figura 16) conectado a un Scanivalve que registra las presiones en puntos del mismo.



Figura 16. Venturímetro para aforo de aire

Una primera fase de la investigación se centró en el diseño óptimo del diente o deflector de estanqueidad que permite el cebado por impacto en el tramo inferior del sifón.



Figura 17. Detalle del deflector de estanqueidad

Una vez logrado que se cebara correctamente el sifón, se buscó validar los planteamientos teóricos anteriormente explicados. El diseño permite un enfoque con múltiples bocas de entrada de aire y agua, así como vasos reguladores. En la práctica se ha colocado un único vaso de regulación con válvulas o dispositivos de regulación

de los conductos conectados a él, y se ha dispuesto en el sifón de varios puntos de descarga del conducto de agua a distintas cotas como se puede ver en la siguiente figura.



Figura 18. Configuración del sifón

Se muestran a continuación imágenes del sifón regulable, en el que se han fijado distintos niveles de agua en el embalse (mediante el dispositivo regulable de nivel constante). El dispositivo de regulación instalado en el sifón se ha configurado previamente para obtener una curva de desagüe deseada, El sifón responde ante los distintos niveles de embalse estabilizándose en fases de cebado parcial y evacuando caudales intermedios de descarga que responden al nivel de embalse y curva de gasto fijada de antemano.

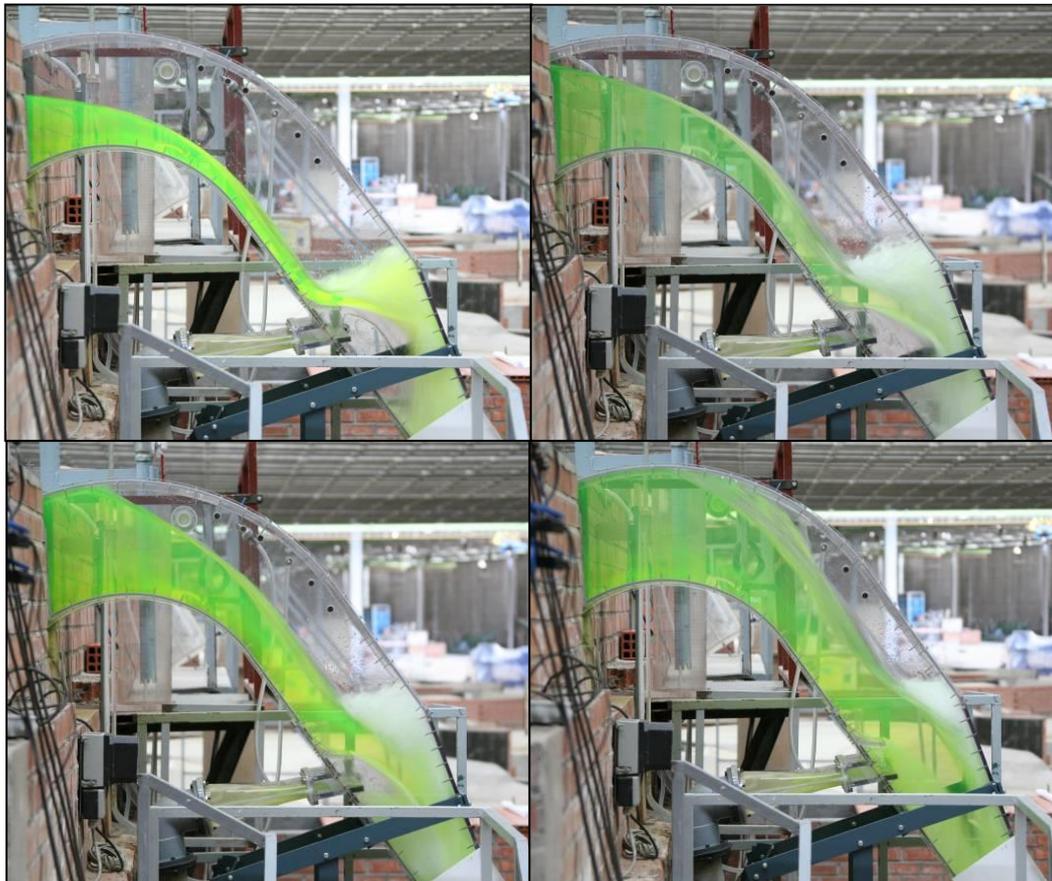


Figura 19. Fotos del sifón en fases estables de cebado parcial

6. Consecuencias de la experimentación.

La experimentación ha permitido corroborar sustancialmente las previsiones teóricas y extraer algunas conclusiones.

La consecuencia fundamental de la experimentación y que cubre el objetivo central de la investigación, es que no solo es posible adaptar prácticamente cualquier sifón para conseguir que en él la ley de niveles caudales sea suave y gradual sino que además eso se puede conseguir sin perjudicar la seguridad (más bien mejorándola) ni alterar la capacidad máxima del sifón. Con ello se hace viable el uso de sifones en aliviaderos.

También es importante indicar que los ensayos han confirmado que, dentro de amplios límites y respetando la capacidad máxima del sifón es posible imponerle al mismo cualquier ley niveles-caudales que razonablemente pueda desearse.

La experimentación también ha permitido confirmar la preferencia por una de esas posibles leyes de desagüe, y no es necesario que se decida para siempre si no que es posible implementar con facilidad una nueva preferencia si así surgiera.

Aunque, por fortuna según lo dicho, la experimentación ha validado suficientemente las distintas previsiones teóricas formuladas también han surgido algunos efectos imprevistos (aunque tal vez fueran previsibles sino en magnitud si como posibilidad) que vale la pena comentar. Todos ellos ligados a la complejidad de los flujos aire-agua

A) En primer lugar se ha podido observar que la variación del arrastre de aire a lo largo de las distintas fases del cebado es lo suficientemente compleja para que su cuantificación previa tenga que ser bastante cruda en el caso de un sifón que no se haya estudiado experimentalmente. Eso no quita para que se disponga de experiencia suficiente para que se pueda confiadamente fijar por vía teórica un sifón o batería de sifones que puedan tener las leyes de desagüe que se desean, solamente evidencia que el ajuste de esas leyes habrá que completarlo (preferiblemente) por vía experimental ya sea en modelo o en prototipo.

B) Para algunas combinaciones de posición del sistema de regulación y nivel de embalse se aprecia que el flujo no alcanza un equilibrio estacionario si no que fluctúa alrededor de un cierto valor medio del caudal saliente. El proceso parece ligado a que si se relaciona cada nivel de embalse con el arrastre “medio” de aire resultante se advierte que al principio del cebado a más nivel más arrastre pero luego a más nivel menos arrastre y es el paso por el máximo y su entorno el que es la causa de la inestabilidad. La eliminación de la fluctuación no es fácil pero si parece factible su sustancial atenuación.

C) Aunque no tiene consecuencias relevantes en el comportamiento del sifón la experimentación evidenció que en el conducto (o conductos) para la entrada de aire al interior del sifón el aire arrastra agua. La causa radica en que al pretender (y conseguir) que sea la proximidad del nivel en el vaso al brocal de la boca de entrada la que permita reducir y ajustar la entrada de aire resulta que se produce en el flujo de aire una pérdida de carga localizada de una cierta entidad. Esta pérdida de carga hace que la presión sobre el agua bajo el centro de la aspiración sea inferior a la que hay en un punto del agua a la misma cota pero algo alejado del brocal. Resulta así que por Bernouilli el agua asciende en el eje de la aspiración y una parte de ella esté en condiciones de ser arrastrada. Como se ha indicado este fenómeno en nada altera el que el comportamiento del sifón se cifa a lo

previsto y es indiferente para el logro de los objetivos que se marquen. Pero desde el punto de vista del experimentador que desea cuantificar bien los distintos flujos es una situación poco deseable, por lo que hemos tratado de reducir al mínimo la entrada de agua en ese conducto.

7. Ventajas, inconvenientes y límites en los sifones graduales y adaptables.

Los sifones regulados analizados tienen una serie de ventajas e inconvenientes, aunque algunas ventajas que se pueden convertir en inconvenientes en algunas circunstancias y viceversa.

Entre las ventajas se pueden citar las siguientes:

GRADUALES: Una vez cebado el sifón, la salida de caudales crece gradualmente con el nivel de embalse y en las fases ascendentes de la avenida nunca sale más caudal del que entra, salvo intervención humana.

ADAPTABLES. Dentro de los amplios límites que en cada caso marquen los gráficos se puede adaptar fácil y rápidamente la ley de desagüe que se desee.

REGULABLES. Durante una avenida es factible, al menos por un tiempo, ampliar o reducir el caudal que se estaba evacuando con la ley de desagüe que se hubiese fijado previamente.

MANEJABLES. Se pueden manejar con muy poca potencia e incluso manualmente puede hacerse en tiempos reducidos.

INOCUOS. A diferencia de lo que sucede con compuertas y válvulas un sabotaje no tiene consecuencias hidráulicas (aunque por supuesto haya que repararlo) mientras no haya una avenida natural, momento en el que por estar la presa especialmente atendida es poco viable.

FIABLES: Aunque las averías en los mecanismos de regulación impidan las actuaciones correctoras, que puedan interesar durante la avenida, al menos se mantiene la curva de gasto que se había considerado razonable durante la planificación. Además es improbable que las averías en los mecanismos no se puedan compensar pues es poco costoso el disponer de mecanismos redundantes que eviten las consecuencias de averías.

MODULARES. Al disponerse en baterías de varios módulos permiten por una parte aumentar la fiabilidad del conjunto y por otra ampliar la capacidad de desagüe si fuese necesario en el futuro, sin que ello afecte a la gestión normal del embalse.

Entre los inconvenientes se pueden destacar:

DESAGÜE EN CARGA: Hay que evaluar muy bien la protección frente a flotantes y en su caso poner los medios para su evacuación.

RIESGO DE OBSTRUCCIÓN: en los conductos y pasos si no se protegen adecuadamente

MECANISMO DE REGULACIÓN: simple de manejo pero complejo de comprensión. Es conveniente que todo el personal que va a manejarlo disponga de un simulador para familiarizarse con el control y aprenda a reaccionar.

ACABADOS: Su funcionamiento en depresión requiere un buen acabado de superficies

REVISIONES: Sólo puede probarse su funcionamiento en caso de avenida, lo que por seguridad comporta la conveniencia de revisiones frecuentes. También es conveniente que se disponga varios módulos para que el eventual fallo de uno de ellos altere poco la eficiencia conjunta.

CAUDAL: Tienen limitado su caudal unitario máximo, esto puede hacerlos engorrosos en presas con cuencas muy grandes.

8. Agradecimientos.

Este trabajo ha recibido financiación por el Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino de España, en el marco del proyecto “Mejora de la capacidad de desagüe de presas existentes mediante Aliviaderos en Sifón y aliviaderos en Laberinto”, 029/RN08/04.5, y ha sido asimismo apoyado por el CEDEX y la UPM.

9. Referencias

- [1]. Mateos, C. (2005). “Aliviaderos en sifón”. *2ª Jornada Técnica Sobre Aliviaderos No-Convencionales, SEPREM*, Madrid, España
- [2]. Mateos, C., Elviro, V., Cordero, D. (2008). “Mejora de la capacidad de desagüe de presas existentes mediante aliviaderos en sifón” *VIII Jornadas Españolas de Presas CNEGP-SPANCOLD*, Córdoba, España.
- [3]. Mateos, C. y Cordero, D. (2008). “Aliviaderos con sifones regulados”. *Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Cartagena de Indias, Colombia.
- [4]. Mateos, C., Cordero, D., Elviro, V. (2009). “Regulatable siphon spillway”. *23rd International Congress on Large Dams*, Brasilia, Brazil.
- [5]. Mateos, C. Cordero, D., Elviro, V. (2009). “Prevention of cavitation in siphons”. *33rd IAHR Congress*, Vancouver, Canada.
- [6]. Mateos C., Elviro V., Cordero D., Ramos T. (2010). The limits of regulation in siphons, The 78th ICOLD Annual Meeting, Hanoi, Vietnam.
- [7]. Mateos C., Elviro V., Cordero D., Ramos T. (2010). Regulación de Segundo orden en Sifones. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Punta del Este, Uruguay.
- [8]. Mateos C., Elviro V., Cordero D., Ramos T. (2011). Extension of siphon operation range, 34th IAHR World Congress, Brisbane, Australia.
- [9]. Mateos C., Elviro V., Cordero D., Ramos T. (2011). La demanda de aire en los sifones regulables. II Jornadas de Ingeniería del Agua, Barcelona, España.

Aliviaderos escalonados sin cajeros laterales

*Martí Sánchez-Juny**, *Soledad Estrellal**, *Josep Dolz** y *Rafael Ibáñez de Aldecoa***

**Instituto FLUMEN-UPC*

***Dragados S. A.*

1. Resumen

Hasta la fecha la investigación acerca del comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados se ha centrado en la caracterización de los diferentes aspectos que definen el comportamiento de tales estructuras. En general estos trabajos se han desarrollado en aliviaderos escalonados con muretes guía, que imponen una anchura constante a lo largo del aliviadero. Esta comunicación tiene como objetivo presentar el proyecto de investigación ALIVESCA, que ha permitido estudiar el comportamiento hidráulico de aliviaderos escalonados sin paredes laterales. Desde el punto de vista constructivo, evitando las paredes laterales se reducirán costes y riesgos en la ejecución del proyecto.

El proyecto ALIVESCA ha consistido en un estudio en modelo físico que ha permitido determinar la distribución de caudales longitudinal y transversalmente en el vertedero para las diferentes variables de estudio. De los resultados obtenidos se concluye que a mayor caudal vertido mayor es la expansión lateral del flujo hacia aguas abajo. La consecuencia es que, a mayor caudal y ancho de vertido la no existencia de cajeros indica la necesidad de un cuenco disipador más ancho. Sin embargo, para condiciones menos exigentes, la inexistencia de las paredes laterales es hidráulicamente factible sin grandes actuaciones. Asimismo, durante la campaña experimental, se han llevado a cabo medidas complementarias de variables como la presión, la velocidad, la concentración de aire y la profundidad de flujo. Estas variables permiten describir en detalle el comportamiento hidráulico de la expansión del flujo a lo largo del aliviadero.

2. Introducción y objetivos

El proyecto ALIVESCA nace de la iniciativa entre la empresa Dragados SA, el Instituto de Investigación FLUMEN de la Universidad Politécnica de Cataluña y la colaboración del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. El proyecto tiene como objetivo analizar el comportamiento hidráulico de aliviaderos escalonados sin cajeros laterales mediante modelado físico. El propósito de la campaña experimental es cuantificar la expansión lateral de agua analizando la distribución, tanto longitudinal como transversal del flujo, apoyando esta información con mediciones de la distribución de la presión, de perfiles de velocidad y de concentración de aire para caudales de vertido.

La aplicación práctica de los resultados permitirá, para una presa de altura determinada y un caudal de diseño del aliviadero dado, tener una idea precisa de la longitud de vertido que ocupará el flujo al pie de la rápida escalonada al no construir los muros cajeros.

3. Metodología

El modelo reducido ALIVESCA se construyó en las instalaciones del Instituto FLUMEN. Se trata de un modelo de aliviadero escalonado, operado bajo la semejanza de Froude.

3.1 Modelo reducido

La escala del modelo se definió considerando un posible aliviadero prototipo con un tamaño de peldaño de 1.20 m, que viene dado por el sistema de colocación del HCR que se realiza en tongadas de 0.30 m o 0.60 m. Así, planteando un tamaño de peldaño de 8cm en modelo, resulta una escala 1:15. En la tabla 1 se resumen las características más significativas del modelo y su correspondencia con un posible prototipo de tamaño de escalón 1.20 m.

	Modelo	Prototipo (h=1.20)
Escala 1:E		15
Altura H (m)	5.0	75.0
Ancho B (m)	3.0	45.0
Ancho de vertido b_0 (m)	<1.5	22.5
Altura de escalón	0.08	1.20
Pendiente del aliviadero	1v/0.8h	1v/0.8h
Caudal máximo Q_{max} (m ³ /s)	0.33	288

Tabla 1. Características del modelo ALIVESCA

El modelo parte de un depósito elevado, desde una altura de 5.26 m del suelo, con una rápida escalonada de pendiente 1v/0.8h. La rápida consta de un total de 65 escalones, siendo los 8 primeros de altura variable, adaptando sus vértices a un perfil Creager (Elviro y Mateos 1995), que sirven de transición a 57 escalones idénticos hasta el pie de 0.08 m de altura. En la figura 1 se presenta una imagen del modelo ALIVESCA.

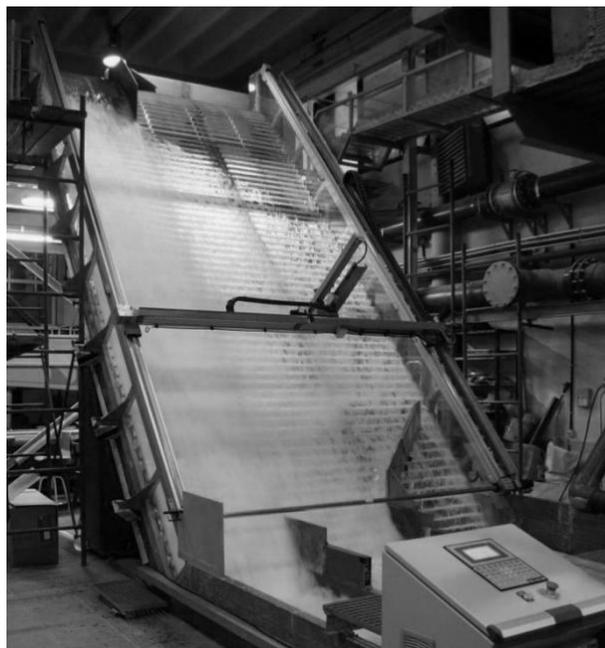


Figura 1. Modelo físico ALIVESCA

3.2 Instrumentación

Se han llevado a cabo diferentes medidas para determinar el comportamiento hidráulico debido a la ausencia de cajeros. Fundamentalmente se ha procedido a cuantificar la expansión lateral del flujo hacia aguas abajo del vertido mediante un análisis de la distribución del caudal mediante aforo, tanto a pie de presa como a lo largo de la rápida. Adicionalmente se han llevado a cabo medidas de presión, velocidad y concentración de aire y asociadas a esta última la medida del calado característico (correspondiente a una concentración de aire de 90%). La tabla 2 resume los tipos de medida y los instrumentos utilizados durante el proyecto.

Tipo de medida	Zona de estudio	Instrumento	Marca
Presión	Todo el modelo	Sensores piezorresistivos	MESSTECH
Velocidad	Zona no aireada	ADV	Vectrino – Nortek AS
Velocidad	Zona no aireada	UDV	Met-Flow
Velocidad	Zona aireada	Fibra óptica	RBI
Concentración de aire	Zona aireada	Fibra óptica	RBI
Calado	Salida del modelo	Ultrasonido	MEGGIT MOBREY
Imágenes	Todo el modelo	Cámara	Panasonic, DMC-FZ38
		Cámara de alta velocidad	Photon focus MV2

Tabla 2. Instrumentación usada en la campaña experimental sobre el modelo ALIVESCA

4. Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados

4.1 Con cajeros laterales

Antes de analizar los efectos de la ausencia de cajeros, es importante recordar aspectos básicos del funcionamiento de aliviaderos escalonados convencionales. En estos, las características del flujo dependen del caudal circulante y de la geometría del escalón. En general diversos autores como Chanson (2002), Boes y Hager (2003), Sánchez-Juny y Dolz (2005) o Amador (2005) han caracterizado el flujo sobre aliviaderos con cajeros en base a tres tipos flujo: escalón a escalón, flujo rasante y, entre ambos, flujo de transición.

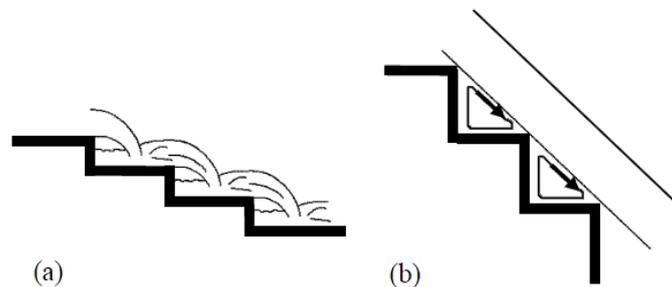


Figura 2. Tipos de flujo sobre aliviaderos escalonados (a) Flujo escalón a escalón, (b) Flujo Rasante (Sánchez-Juny y Dolz 2005)

Definido el escalonado, a partir de una cierta pendiente, para caudales unitarios bajos se produce el flujo escalón a escalón (nappe flow, figura 2.a) Se caracteriza por una sucesión de caídas libres, en las que el flujo sale de un escalón como una lámina libre e impacta en el peldaño siguiente pudiendo ocurrir, o no, un resalto hidráulico en la huella del escalón.

Para los caudales mayores se da el llamado flujo rasante (skimming flow, figura 2.b). Se caracteriza por una corriente con elevada concentración de aire que fluye rasante a los vértices de los escalones, por encima de un flujo secundario delimitado por las aristas de los escalones (pseudo-fondo). Este flujo secundario, se caracteriza por unos remolinos atrapados en la celda delimitada por el escalonado y el flujo superior, que se encuentran en permanente rotación gracias a la transmisión de cantidad de movimiento desde el flujo superior (recirculación estable). Estas celdas se consideran una zona de separación del flujo, y son las responsables de la disipación de energía a lo largo del aliviadero. Estudios previos han permitido diferenciar hasta cuatro zonas (figura 3): zona no aireada, zona de flujo rápidamente variado, zona de flujo gradualmente variado, y zona de flujo uniforme (Matos, 1999). En la zona inicial el flujo es no aireado, la superficie libre es lisa y transparente (figura 4). Cerca de los peldaños, empieza el desarrollo de la capa límite. Cuando la zona superior de la capa límite alcanza la superficie libre, la turbulencia provoca el inicio de la aireación natural del flujo, denominándose esta sección del aliviadero como el punto de inicio de entrada de aire. Aguas abajo, se observa una zona rápidamente variada donde la aireación del flujo aún no ocupa la totalidad de la sección transversal. A ésta sigue una zona de flujo gradualmente variado donde la aireación ocupa la totalidad de la sección (figura 5), sin embargo, las características hidráulicas del flujo (calado, velocidad y concentración de aire) siguen variando gradualmente hacia aguas abajo. Finalmente si la longitud del aliviadero es suficiente y se alcanza el equilibrio entre las fuerzas de gravedad y de fricción el flujo será completamente desarrollado y para un caudal dado no existirá variación de concentración de aire, calado o velocidad en el flujo (régimen uniforme).

Entre el flujo escalón a escalón y rasante se observa el llamado flujo de transición. Viene determinado por la coexistencia del flujo escalón a escalón y flujo rasante en distintos peldaños. A lo largo del aliviadero se observa la presencia de cavidades de aire por debajo de la lámina de agua en algunos escalones mientras en otros el flujo secundario ya se encuentra establecido. Esto genera una apariencia irregular con cambios significativos en las propiedades del flujo de un escalón a otro.

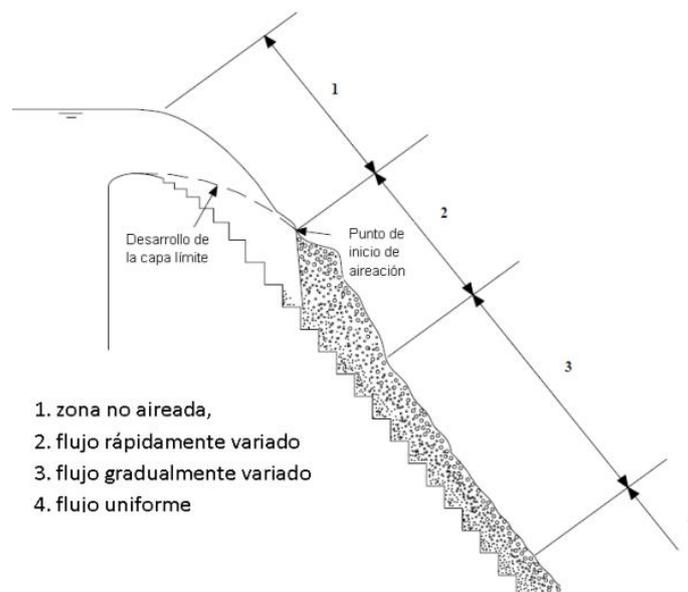


Figura 3. Regiones del flujo rasante sobre un aliviadero escalonado con cajeros



Figura 10. Imagen de la zona no aireada



Figura 11. Imagen de la zona aireada

En base a las observaciones experimentales de Ohtsu y Yasuda (1997), Chanson et al. (2002) y Amador (2005) mediante ajuste de mínimos cuadrados Amador (2005) obtuvo expresiones para el límite superior del flujo escalón a escalón y para el inicio del flujo rasante.

Teniendo en cuentas las variables de pendiente y altura del escalón del modelo en estudio (tabla 1) y suponiendo que un aliviadero confinado con cajeros laterales, el límite de flujo escalón a escalón se daría para caudales específicos inferiores a $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y el flujo rasante para caudales superiores a $3.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

4.2 Sin cajeros laterales

En el caso de aliviaderos escalonados sin cajeros laterales todo el ancho de la presa es útil para el vertido. Desde coronación el flujo se expande lateralmente hacia aguas abajo, de manera que el caudal específico disminuye transversalmente. Esta reducción del caudal específico hacia aguas abajo transforma el tipo de flujo que se produce a lo largo y ancho de la rápida, llegando incluso a producirse un cambio de flujo rasante a flujo de escalón a escalón.

La figura 6, ilustra el comportamiento descrito, se trata de una vista posterior del modelo donde se puede apreciar como la expansión lateral del flujo influye en el llenado de los escalones transversalmente. Así, el lado encarado con la apertura del vertido (lado abierto) muestra un flujo rasante con el escalonado lleno, no obstante al alejarse transversalmente de la ventana de vertido la expansión de la lámina de agua hace que el caudal específico disminuya y que el escalón no se llene (lado intermedio) e incluso en la zona más alejada se pasa a flujo escalón a escalón (lado cerrado).

La figura 6 corresponde a un ancho de vertido en prototipo $b_{0 \text{ prot}} = 22.5 \text{ m}$ y un caudal específico al inicio del vertido $q_{e \text{ prot}} = 6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Las variables que condicionan la expansión lateral del flujo son el ancho de vertido, el caudal específico a la entrada y la altura de la presa.



Figura 6. Vista posterior de la expansión lateral respecto al llenado de los escalones. Se puede apreciar flujo rasante en el “lado abierto” y flujo escalón a escalón en el “lado cerrado”. Ensayo $b_{0 \text{ prot}} = 22.5 \text{ m}$ y $q_{e \text{ prot}} = 6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

5. Distribución del caudal

5.1 Distribución de caudales a pie de presa.

Se ha analizado cuantitativamente la distribución de caudales a pie de presa en el caso de tres anchos de vertido en coronación ($b_{0 \text{ prot}} = 7.5 \text{ m}$, 15 m y 22.5 m) y diferentes caudales específicos, hasta un máximo $q_{e \text{ prot}} = 15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

La distribución de caudales se obtuvo aforando a pie de presa tres zonas uniformemente repartidas a lo ancho del aliviadero, esto es una longitud de $B/3$. Así, se determinó la distribución de caudales en 3 zonas: canal derecho (alineado con la ventana de vertido), central e izquierdo (figura 7).

A continuación se presenta la distribución de caudales medida a pie de presa, obtenidas para caudales específicos correspondiente a un prototipo ($q_{e \text{ prot}}$) a escala 1/15 de $5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (figura 8) y $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (figura 9), para los 3 anchos de vertido ($b_{0 \text{ prot}}$) de 7.5 , 15 y 22.5 m . Puede observarse que la tendencia es que cuanto mayor son el caudal y el ancho de vertido, menor es el caudal recogido en el tercio encarado con la ventana de vertido, es decir mayor es la expansión lateral del flujo.



Figura 7. Canales de recogida para aforo.

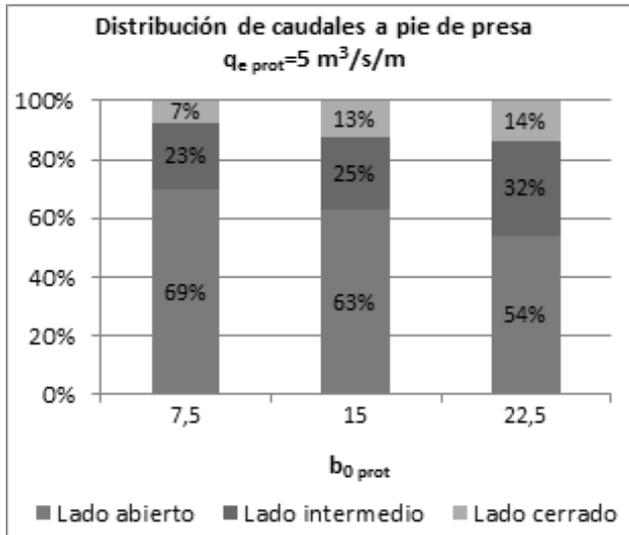


Figura 12. Distribución de caudales a pie de presa, $q_{e\ prot} = 5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

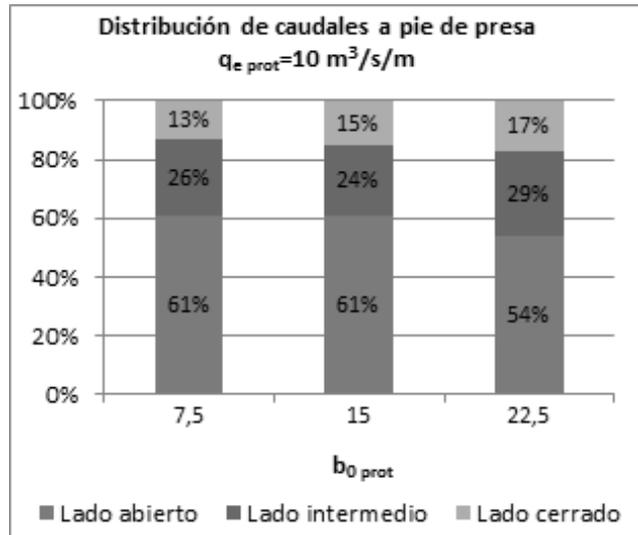


Figura 13. Distribución de caudales a pie de presa, $q_{e\ prot} = 10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

5.2 Distribución de caudales a lo largo del aliviadero.

Una vez obtenidos los resultados de la distribución de caudales a pie de presa, se extendieron hacia aguas arriba los cajeros divisorios para analizar la distribución transversal de caudales a diferentes alturas del aliviadero. Los cajeros se construyeron para alcanzar los escalones: 52, 42, 32 y 22. Cabe tener en cuenta que el muro de acompañamiento desde cabecera llega al escalón 12.

En la figura 10, se pueden ver imágenes frontales en las que se observa la distribución de caudal hasta el escalón 42, para los tres anchos de vertido (b_0), correspondiente a un caudal específico en prototipo ($q_{e\ prot}$) de $12.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ al inicio del vertido (escala 1/15).

En la figura 11 se muestra el caudal medido a lo largo de la estructura para los tres anchos de vertido ($b_{0\ prot} = 7.5\text{m}$, 15m y 22.5m) y un caudal específico a la entrada de $q_{e\ prot} = 12.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. En cada figura, la distancia longitudinal adimensional es la relación entre la distancia del escalón de medida al umbral y la longitud total del aliviadero ($dE/dtotal$), así por ejemplo para las medidas en el escalón 22 $dE/dtotal$ es igual a 0.3.



$b_{0\ prot} = 7.5\text{m}$

$b_{0\ prot} = 15\text{m}$

$b_{0\ prot} = 22.5\text{m}$

Figura 14. Fotografías de la distribución medidas al escalón 42 para $q_{e\ prot} = 12.2\text{ m}^3/\text{s/m}$

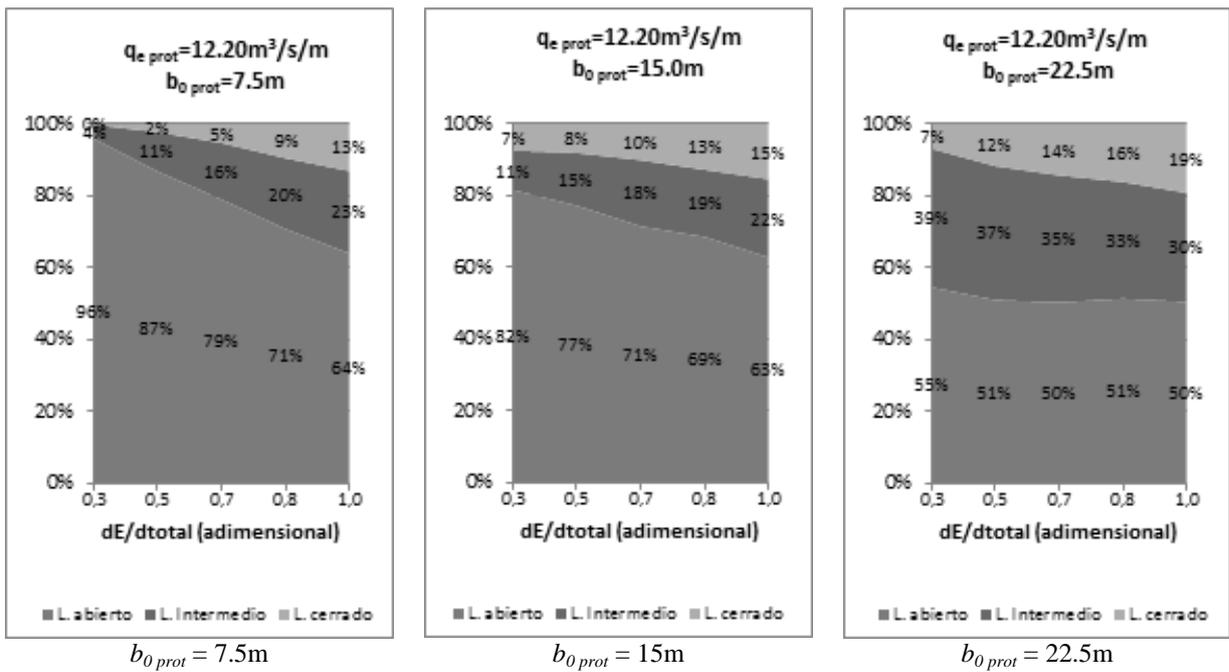


Figura 15. Distribución longitudinal para $q_{e\ prot} = 12.2\text{ m}^3/\text{s/m}$ y diferentes anchos de vertido

6. Medidas de presión

La figura 12 muestra el comportamiento de la presión media adimensional ($p/\gamma h$), sobre el centro de simetría de la huella del escalón a lo ancho del aliviadero. En los gráficos x/b_0 representa la distancia transversal, unitaria, al eje de vertido. Puede observarse que las presiones medias disminuyen de manera notable transversalmente. La

posición del escalón de medida se describe a partir de la variable $dE/dtotal$, así $dE/dtotal = 0.51$ se corresponde al escalón 32 del modelo.

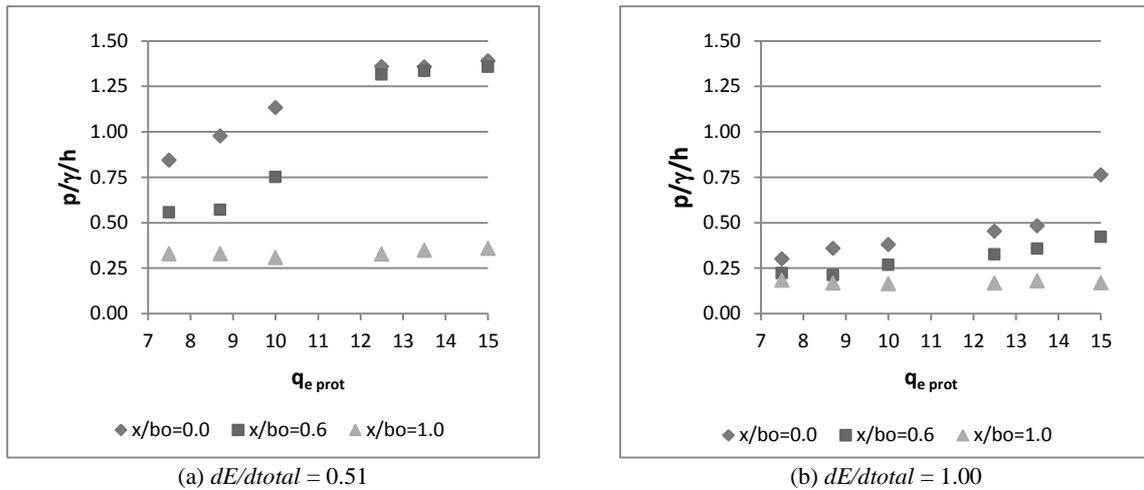


Figura 16. Efecto de la ausencia de cajeros en las presiones medias registradas en la huella del escalón

7. Medidas de velocidad y concentración de aire

7.1 Perfiles de velocidad media

En la figura 13, se muestran los perfiles de velocidad media registrados desde el plano rasante a los vértices del escalonado (pseudo-fondo) hasta el calado con concentración de aire superior al 90% (y_{90}), para un caudal específico en prototipo, $q_{e\ prot} = 15\ m^3/s/m$ (escala 1/15). La posición del escalón de medida se describe a partir de la variable $dE/dtotal$, así $dE/dtotal = 0.3$ se corresponde al escalón 22 del modelo.

Se aprecia que en el escalón 22 ($dE/dtotal = 0.3$) los perfiles alcanzan velocidades máximas de 18.5 m/s, mientras que en el escalón 58 ($dE/dtotal = 0.9$) las velocidades máximas se aproximan a 24 m/s. En cada uno de los gráficos se muestran 4 curvas correspondientes a $x/b_0=0.0, 0.2, 0.6$ y 1.0 ; donde x es la distancia transversal al cajero lateral derecho y b_0 es el ancho de vertido. Así en el escalón 22 ($dE/dtotal = 0.3$) el perfil medido en el entorno del cajero del modelo ($x/b_0=0.0$) presenta mayor calado y menor velocidad que el perfil registrado a una distancia $x/b_0=1.0$.

7.2 Perfiles de concentración de aire.

La figura 14 muestra los perfiles de concentración media de aire registrados desde el pseudo-fondo hasta el calado y_{90} para el caudal específico en prototipo, $q_{e\ prot} = 15\ m^3/s/m$, obtenidos en los escalones 22 ($dE/dtotal = 0.3$) y 58 ($dE/dtotal = 0.9$). En cada caso, se muestran 4 curvas para $x/b_0 = 0.0, 0.2, 0.6$ y 1.0 que da la posición transversal (x) adimensionalizada con el ancho de (b_0). Así, en $dE/dtotal = 0.3$ los perfiles tienen mínimos de concentración de aire inferiores al 5%, mientras que en $dE/dtotal = 0.9$ los mínimos son cercanos al 40%.

Además, los perfiles medidos junto al cajero del modelo ($x/b_0 = 0.0$ y 0.2) presentan concentraciones de aire significativamente menores a las que se registran una distancia más alejada ($x/b_0 = 0.6$ y 1.0).

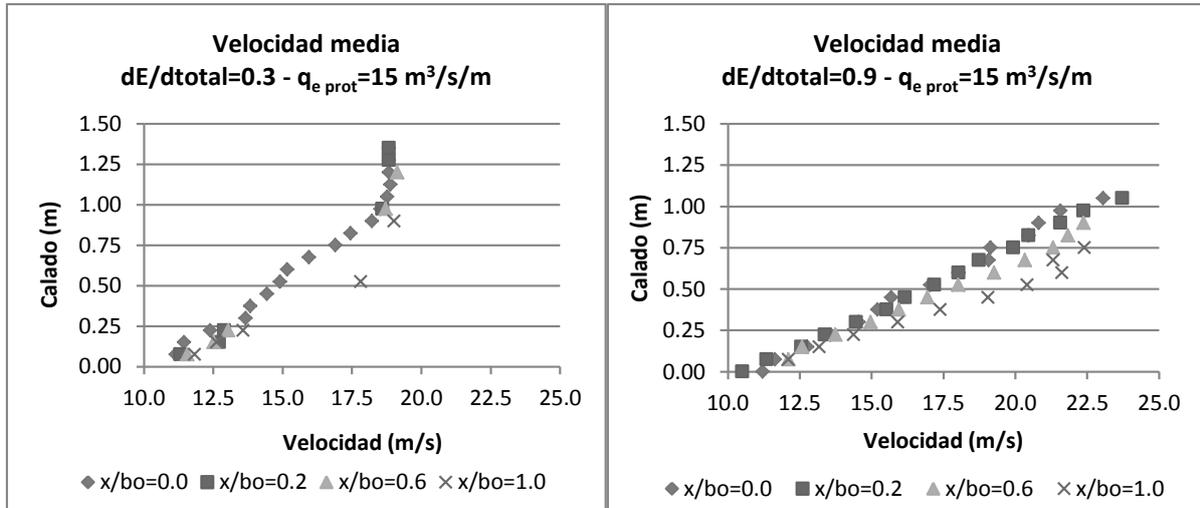


Figura 17. Perfiles de velocidad media, registrados desde el plano rasante a los vértices del aliviadero (pseudo-fondo) para $q_{e\ prot} = 15\ m^3/s/m$.

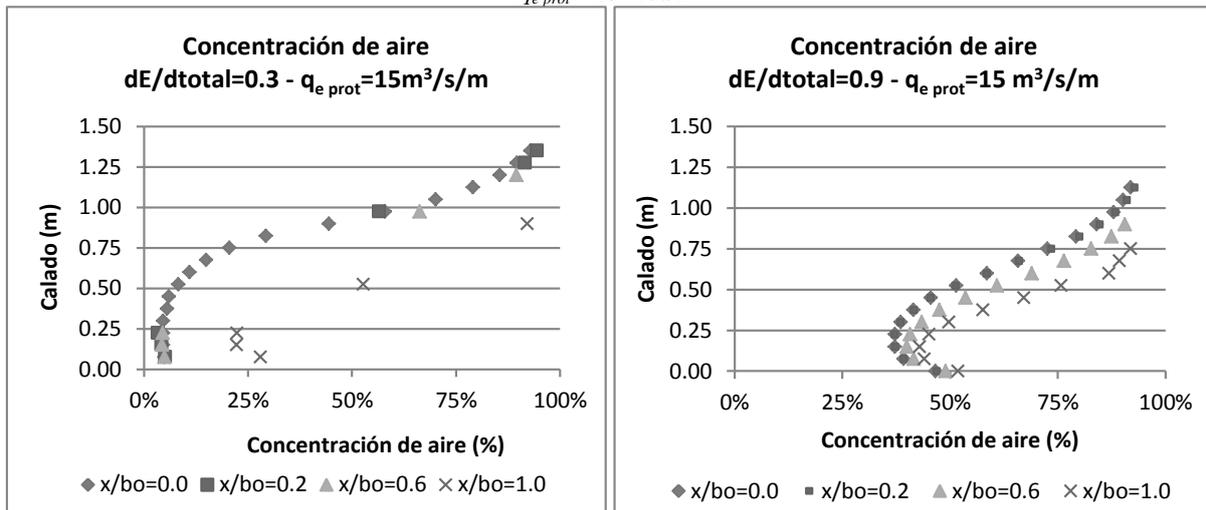


Figura 18. Perfiles de concentración media de aire, registrados desde el pseudo-fondo para $q_{e\ prot} = 15\ m^3/s/m$.

7.3 Evolución transversal del calado característico (y_{90}) y la velocidad máxima (v_{90})

7.3.1 Evolución del calado característico (y_{90})

En la figura 15 (izquierda), se muestra la evolución transversal del calado del 90% (calado característico) de concentración media de aire (y_{90}) para caudales específicos en prototipo ($q_{e\ prot}$) de 5, 10 y $15\ m^3/s/m$ (escala 1/15). Tal como se ha descrito en el apartado 3.1 el calado característico se mide desde des el pseu-fondo. La distancia transversal adimensional, de los puntos de medida, ha sido calculada como la relación entre la distancia transversal al cajero lateral derecho del punto de medida (x) y el ancho del vertido (b_0). Así, se muestran los resultados para $x/b_0 = 0.0, 0.2, 0.6, 1$ y 2.0 .

Se puede observar que para una distancia transversal de dos veces la ventana de vertido, el calado a pie de presa se mantiene aproximadamente constante para los tres caudales específicos analizados. Esto muestra que a esta distancia, independientemente del caudal vertido, el calado se estabiliza alrededor de los 0.40 m. Este mismo calado es el que se registra uniformemente repartido para caudales específicos de vertido de $5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Para caudales mayores el calado tiende a aumentar en la zona encarada con la ventana de vertido.

7.3.2 Evolución de la velocidad máxima (v_{90})

En la figura 15 (derecha), se presenta el comportamiento transversal de la velocidad característica (v_{90}) para caudales específicos en prototipo ($q_{e \text{ prot}}$) de 5, 10 y $15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (escala 1/15), en los mismos puntos de medida $x/b_0 = 0.0, 0.2, 0.6, 1$ y 2.0 . Se observa que para una distancia transversal de dos veces la apertura del vertido, la velocidad a pie de presa depende del caudal de entrada, es decir, ocurre el efecto contrario al descrito en el caso del calado. Ello muestra que a esta distancia la velocidad no es independiente del caudal, mientras que en la zona encarada con el vertido la velocidad característica v_{90} es independiente del caudal de entrada y se observan velocidades máximas del orden de los 23 m/s.

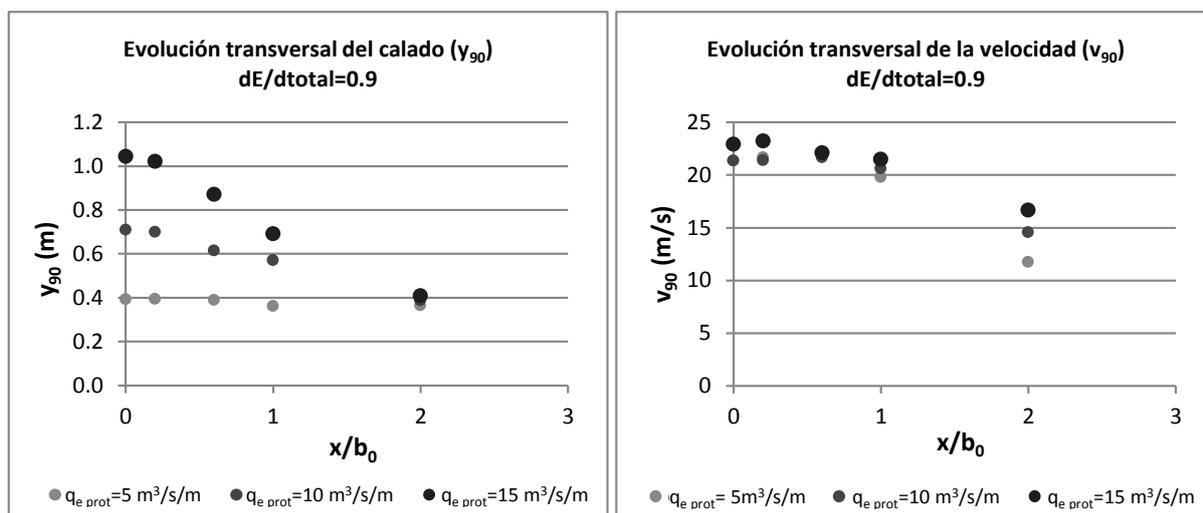


Figura 19. Evolución del calado y_{90} y de la velocidad v_{90} a pie de presa para $q_{e \text{ prot}} = 15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

8. Conclusiones

Debido a la ausencia de cajeros laterales todo el ancho de la presa pasa a ser útil para el vertido, expandiéndose transversalmente hacia aguas abajo disminuyendo el caudal específico en esa dirección y transversalmente. Esta reducción del caudal específico condiciona el comportamiento hidráulico del aliviadero a lo largo de la rápida y también a lo ancho de la misma. La figura 6, muestra una vista posterior del modelo donde se puede apreciar como la expansión lateral del flujo influye en llenado de los escalones transversalmente, y se observa un comportamiento diferenciado en la zona encarada con la ventana de vertido con el resto del aliviadero.

De los resultados presentados se puede ver que cuanto mayor es el caudal vertido en coronación mayor es el caudal específico (q_e) en el tercio más alejado transversalmente de la ventada de vertido (figura 8 y figura 9). Por otra parte cuanto mayor es el ancho de vertido (b_0), menor es el caudal específico (q_e) en el tercio bajo la ventana

de vertido (figura 11). Así, por ejemplo, para un ancho de vertido ($b_{0\ prot} = 22.5$ m) prácticamente a cualquier altura el valor de caudal específico bajo la ventana de vertido es del orden del 50% del caudal específico en coronación (figura 11), con lo que la mitad del caudal se aleja transversalmente de la ventana de vertido, lo que supondría la necesidad de un cuenco más ancho. En cambio para anchos menores, el caudal específico en el tercio bajo la ventana de vertido es mayor, como mínimo entre 60-70% al pie, de esta manera la opción de no construir cajeros laterales en la rápida es hidráulicamente más factible.

Así, como idea general cabe destacar que el diseño de un aliviadero escalonado sin cajeros laterales no resulta ser una solución generalizable, sin embargo, a partir de los resultados obtenidos se ha abierto la posibilidad de estudiar la viabilidad de diseñar aliviaderos de estas características. Dicha viabilidad dependerá de las condiciones específicas de cada caso (caudal específico, altura del aliviadero, altura del escalonado, condiciones locales del emplazamiento, etc.), es decir, que las condiciones particulares marcarán las pautas de diseño y considerando los conocimientos generados se podrá evaluar la rentabilidad y viabilidad de diferentes alternativas constructivas.

La información de distribución de caudal junto con otras variables hidráulicas que definen el comportamiento de este tipo de estructuras, como son: el campo de presiones, velocidades o concentraciones de aire, permitirán caracterizar el flujo para dar recomendaciones al diseño y proyecto de este tipo de estructuras sin cajeros laterales y en definitiva del diseño de la restitución del vertido al río.

Gracias al sistema “double fiber optical probe” se ha podido registrar medidas de velocidad y concentración de aire en el modelo ALIVESCA. Ello permite caracterizar el flujo bifásico que se genera en el aliviadero escalonado y que no es posible analizar con facilidad utilizando otras técnicas de medida.

Los resultados obtenidos muestran interesantes distribuciones de velocidad, fracción de aire y calado característico tanto longitudinal como transversalmente en la rápida escalonada, lo que permitirá caracterizar detalladamente la expansión de agua debida a la ausencia de cajeros.

9. Referencias

Amador, A., 2005. Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de hormigón compactado. Universitat Politècnica de Catalunya Barcelona-TECH. Available at: <http://www.flumen.upc.edu/admin/files/33.pdf>.

Boes, R.M. & Hager, W.H., 2003. Hydraulic Design of Stepped Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 129(9), p.671. Available at: <http://link.aip.org/link/JHEND8/v129/i9/p671/s1&Agg=doi> [Accessed June 7, 2011].

Chanson, H., 2002. *The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways*, Balkema.

Chanson, H., Yasuda, Y. & Ohtsu, I., 2002. Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modelling. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(6), pp.809–819.

Elviro, V. & Mateos, C., 1995. Aliviaderos escalonados. diseño de la transición entre el umbral y la rápida escalonada. *Ingeniería Civil*, 99, pp.101–106.

Matos, J., 1999. Emulsionamento de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus. Instituto Superior Técnico de Lisboa.

Ohtsu, I. & Yasuda, Y., 1997. Characteristics of flow conditions on stepped channels. In 27th IAHR Biennial Congress. San Francisco, pp. 583–588.

Sánchez-Juny, M. & Dolz, J., 2005. Experimental study of transition and skimming flows on stepped spillways in RCC dams: qualitative analysis and pressure measurements Etude expérimentale des écoulements de transition et de déversement sur des déversoirs en escalier des barrages en béton. *Journal Of Hydraulic Research*, 43(5), pp.540–548.

Aplicación del método numérico SPH 3D en el diseño de aliviaderos de presas

David López Gómez, Rubén Díaz Martínez

Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX

1. Introducción

La razón de ser de un organismo como el CEDEX es prestar asistencia técnica especializada a las Administraciones Públicas en materia de infraestructuras y gestión del dominio público. Dentro del campo de la seguridad de presas, el Laboratorio de Hidráulica del CEH viene apoyando a la DGA y a las Confederaciones Hidrográficas, en la comprobación del diseño hidráulico de los órganos de desagüe de las presas bajo su competencia. Para ello CEDEX dispone de unas instalaciones emblemáticas que permiten desarrollar estos estudios con experimentación física. Esta técnica experimental proporciona una gran fiabilidad en los resultados obtenidos, sin embargo tiene algunos inconvenientes como son los altos costes de construcción y reforma de los modelos y los dilatados plazos de ejecución.

La complejidad de los fenómenos hidrodinámicos que se producen en los órganos de desagüe de una presa han limitado, hasta hace bien poco, la incorporación de la experimentación numérica a este campo. Dos han sido las razones de este retraso, por un lado la falta de fiabilidad de estos modelos y por otro, la falta de capacidad de computación.

En los últimos años CEDEX ha realizado un gran esfuerzo en potenciar la experimentación numérica, fruto del cual ha desarrollado un modelo basado en el método SPH capaz de complementar en muchos aspectos la modelación física.

Los efectos sinérgicos de la modelación híbrida permiten mejorar el análisis de los problemas, así como una reducción importante de costes y plazos. Además, la experimentación combinada está permitiendo calibrar el modelo numérico, lo que posibilita que a día de hoy los resultados numéricos sean fiables.

2. El método SPH

La simulación numérica de un flujo de agua supone un reto complejo, en especial si se estudian flujos en estructuras hidráulicas, con grandes velocidades y fuertes interacciones con el contorno. En estos casos la superficie libre es muy variable y, por tanto, el dominio de cálculo es muy deformable. Esto supone un gran inconveniente para los métodos numéricos con malla o eulerianos.

Los métodos lagrangianos estudian el movimiento del agua a lo largo de su trayectoria y por tanto permiten abordar problemas con dominio muy deformable. Esto convierte a este tipo de modelos en idóneos para el estudio del flujo en estructuras hidráulicas.

Dentro de los métodos lagrangianos destaca el método SPH (Smoothed Particles Hydrodynamic). El método SPH fue introducido con este nombre por Gingold y Monaghan en 1977, basado en ideas de Lucy, 1977, para el estudio de problemas de astrofísica como la formación y evolución estelar. Su empleo se ha extendido a diferentes campos de aplicación como la Magneto-hidrodinámica, o la Mecánica de sólidos. Una síntesis de los autores más destacados en cada una de ellas se presenta en Crespo (2008).

El método SPH fue extendido para el tratamiento de flujos incompresibles de superficie libre (Monaghan,1994), (Monaghan y Kos,1999) y (Monaghan, Kos e Issa,2003). Posteriormente se han publicado diversos estudios, especialmente en el campo de la ingeniería marítima (Grassa, 2004), centrados en estudios de onda solitaria (Panizzo y Dalrymple, 2004), transporte de sedimentos y suspensión (Zou and Dalrymple, 2006), flujo bifásico (Colagrossi and Landrini, 2003) y rotura de olas y estudios de impacto de olas en estructuras offshore (Gómez-Gesteira and Dalrymple, 2004).

Este método discretiza el fluido en partículas, y mediante un técnica de promediado es capaz de resolver las ecuaciones de Navier Stokes para flujo tridimensional. La figura 1 muestra una función de interpolación que permite calcular el valor de una variable de campo en la partícula A partiendo del valor de esa variable en las partículas del entorno, mediante una suma algebraica de estos valores periféricos ponderados con el valor del kernel en esos puntos B. Existen diferentes tipos de kernel de interpolación, como el spline de Gauss, el cúbico y el quíntico, entre otros.

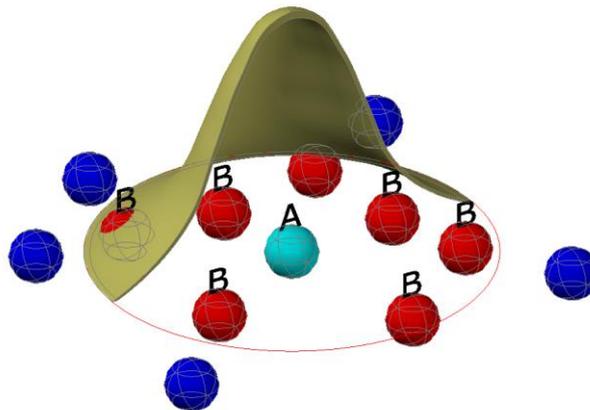


Figura 1. Esquema de una función de interpolación kernel

La principal ventaja del método SPH es que permite calcular el gradiente espacial de una variable en un punto concreto, a partir de los valores de campo de dicha variable en las partículas del entorno y de la derivada de la función de interpolación en ese punto. Esto permite plantear las ecuaciones de Navier Stokes en forma discreta:

$$\frac{d\rho_a}{dt} = \rho_a \sum_b \frac{m_b}{\rho_b} \mathbf{v}_{ab} \cdot \nabla_a W_{ab} \quad (1)$$

$$\frac{d\mathbf{v}_a}{dt} = - \sum_b m_b \left(\frac{p_a}{\rho_a^2} + \frac{p_b}{\rho_b^2} + \Pi_{ab} \right) \nabla W_{ab} \quad (2)$$

Donde, ρ es la densidad, m la masa, v la velocidad W es el kernel, p es la presión y Π el término viscoso y los subíndices a y b indican la partícula a las que corresponde tales valores de campo. Estas ecuaciones se pueden resolver para fluido incompresible, mediante un esquema implícito, con un coste computacional altísimo. La práctica habitual, es resolver estas ecuaciones para flujo cuasi compresible (WSPH), empleando una ecuación de estado (3), que permite plantear un esquema de resolución explícito. Este método es aplicable a flujos en lámina libre mientras se empleen velocidades del sonido suficientemente altas, del orden de 10 veces la máxima velocidad esperable del fluido, para obtener un número de Mach de fluido incompresible.

$$p_i = \frac{\rho_0 c_s^2}{\gamma} \left(\left(\frac{\rho_i}{\rho_0} \right)^\gamma - 1 \right) \quad (3)$$

Donde c_s es la velocidad del sonido en el medio y ρ_0 una densidad de referencia; se toma habitualmente $\gamma = 7$ lo que da lugar a una dependencia muy rígida de la presión con la densidad.

Grassa J.M (2004) ha desarrollado una versión secuencial del método SPH, MDST. Se trata de un código Fortran 90. Este modelo permitió comprobar las capacidades del método para reproducir flujos turbulentos en lámina libre y el análisis de las interacciones de flujo con estructuras. Aunque este código permite el análisis 3D, los requerimientos computacionales, tanto de memoria como de velocidad de cálculo, limitaban su campo de aplicación real a estudios 2D, con un número de partículas reducido, pues los tiempos de computación para problemas con más de 10^5 partículas resultaban poco operativos.

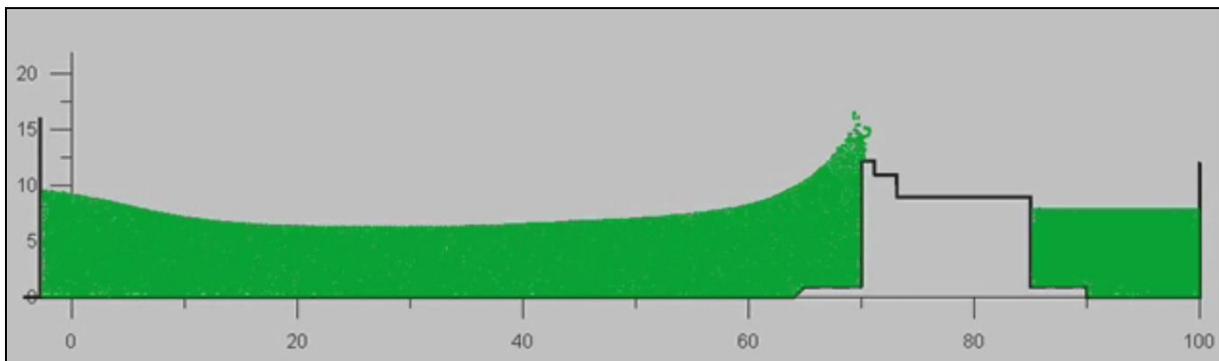


Figura 2. Simulación numérica de oleaje sobre dique. Cálculo con MDST, J.M Grassa 2005

Para confinar el fluido dentro de unos contornos se han implementado diversas técnicas (Crespo, 2006). De entre todos, el método que presenta más versatilidad para reproducir contornos complejos es el método de las fuerzas de Lennard –Jones, propuesto por Monaghan en 1994, que consiste en materializar el contorno mediante partículas que ejercen, sobre las partículas de fluido que se aproximan, una fuerza inversamente proporcional a la distancia. Dado un contorno y una partícula situada a una distancia $r < r_0$ de él, la fuerza radial producida por unidad de masa es la siguiente:

$$f(\mathbf{r}) = d_0 \left(\left(\frac{r_0}{r} \right)^{p_1} - \left(\frac{r_0}{r} \right)^{p_2} \right) \frac{\mathbf{r}}{r^2} \quad (4)$$

siendo nula para distancias mayores, de forma que la fuerza sea siempre repulsiva. La constante d_0 tiene dimensiones de velocidad al cuadrado; algunas referencias toman valores proporcionales a gH , donde H es la profundidad y g la aceleración de la gravedad. El coeficiente p_1 debe ser mayor que p_2 . Habitualmente se adoptan los valores $p_1 = 4$ y $p_2 = 2$. Finalmente r_0 toma el valor del espaciamiento inicial entre las partículas. La fuerza es simétrica, por lo que se da un comportamiento elástico no amortiguado frente a un impacto con un contorno.

En 2005 se realizaron los primeros ensayos de validación del método en el campo de las estructuras hidráulicas, con resultados francamente esperanzadores. Como fruto de este trabajo se pudo desarrollar una formulación original para modelizar la disipación de energía viscosa que se produce por efecto de la turbulencia en el interior de las partículas, en función de la vorticidad de las mismas (López, 2010).

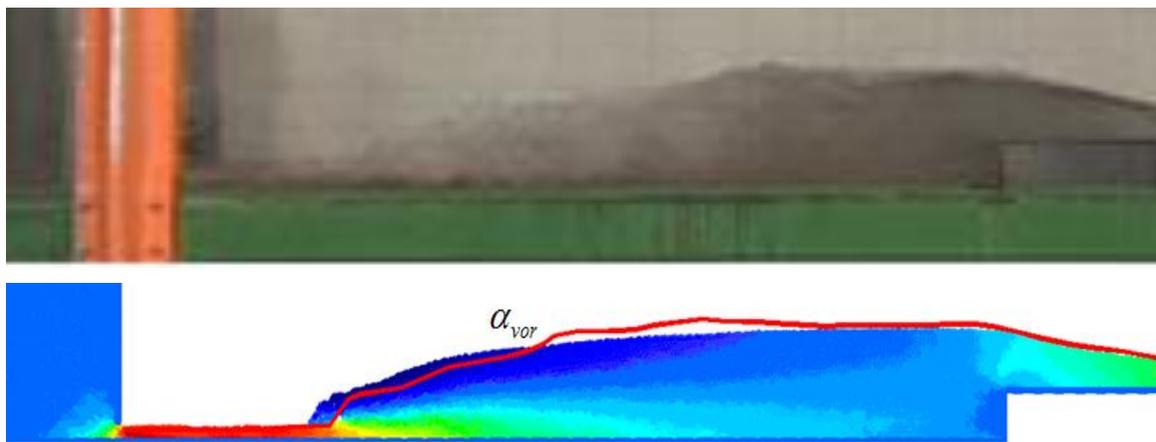


Figura 3. Simulación numérica de resalto hidráulico. SPH (MDST) vs. Modelo físico

3. Paralelización computacional MPI

La velocidad de computación de los procesadores CPU (Central Processing Unit), ha tenido una evolución histórica muy importante en las décadas de los 80 y 90. Con la llegada del siglo XXI esta velocidad se estancó en torno a 2.5 GHz. En estos últimos años ha vuelto a producirse una mejora hasta alcanzar los 3.5 GHz, aunque parece que vuelven a estabilizarse.

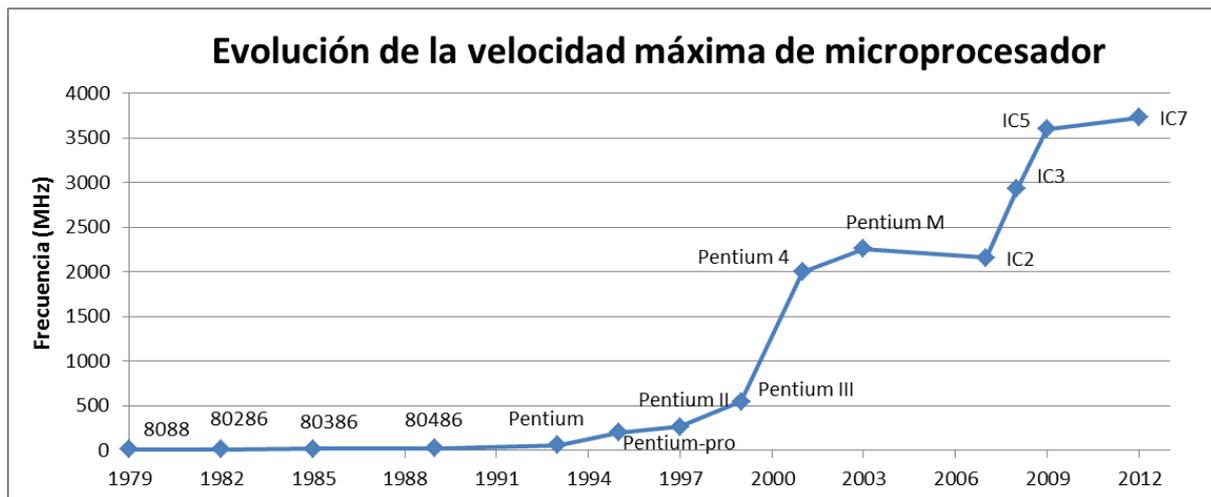


Figura 4. Evolución histórica de la velocidad de los microprocesadores

A mediados de la década pasada se comprendió que para aplicar el método SPH a casos reales, en los que una adecuada discretización del dominio podría suponer modelos de varios millones de partículas, sería necesario recurrir al empleo de técnicas de supercomputación. Estas técnicas permiten repartir la carga de cálculo entre diferentes CPU, permitiendo resolver problemas más grandes y en tiempos bastante razonables.

Existen dos técnicas para abordar la paralelización de un código. La primera, denominada OPENMP (Open Messag Passineg), que permite paralizar la computación entre CPU que pertenezcan a una misma placa madre y que por tanto compartan la memoria. Este método es de fácil implementación pero proporciona aceleraciones poco interesantes. Mucho más complejo de implementar es un código paralelo con el paradigma de programación MPI (Messag Passineg Interface), que proporciona unos protocolos de comunicación para repartir la computación entre diferentes máquinas. Este método tiene la gran ventaja de realizar simulaciones de varios millones de partículas y con tiempos de cálculo muy competitivos si se ejecutan sobre buenos equipos que, por lo general, suelen tener precios prohibitivos. CEDEX adquirió en 2008 el cluster de supercomputación denominado Puertos, de 96 núcleos divididos en 8 blades. Esto proporcionó la infraestructura adecuada para la implementación de la versión MPI de MDST.

Esta versión paralela del código ha permitido la aplicación del método SPH, para reproducir fenómenos hidrodinámicos complejos en estructuras hidráulicas reales. El resultado de estas simulaciones muestran la validez del método para reproducir correctamente los flujos hidrodinámicos en los que existe un predominio de las de la fuerzas de inercia.

3.1 Algunos estudios realizados con la versión MPI de MDST .

3.1.1 Estudio del funcionamiento del cuenco de amortiguamiento de la presa de Villar del Rey (2009)

El objeto de este estudio fue diseñar las modificaciones necesarias en el desagüe de fondo de la presa de Villar del Rey para evitar que el impacto de los chorros de los desagües de fondo en el cuenco de amortiguamiento produjera un remolino de eje vertical que condiciona la explotación de la estructura. Con este fin se construyó un modelo físico y además se realizó una campaña de ensayos en el prototipo que permitió medir las presiones

rápida variables en el fondo del cuenco de amortiguamiento. Las simulaciones realizadas con MDST-MPI permitieron caracterizar perfectamente el remolino generado en el cuenco. Además, las presiones calculadas con el modelo SPH reproducen correctamente las medias en el fondo del cuenco y permiten además detectar las depresiones producidas en la solera del cuenco por flujo tangencial en la zona de impacto. (López y Marivela, 2009a).

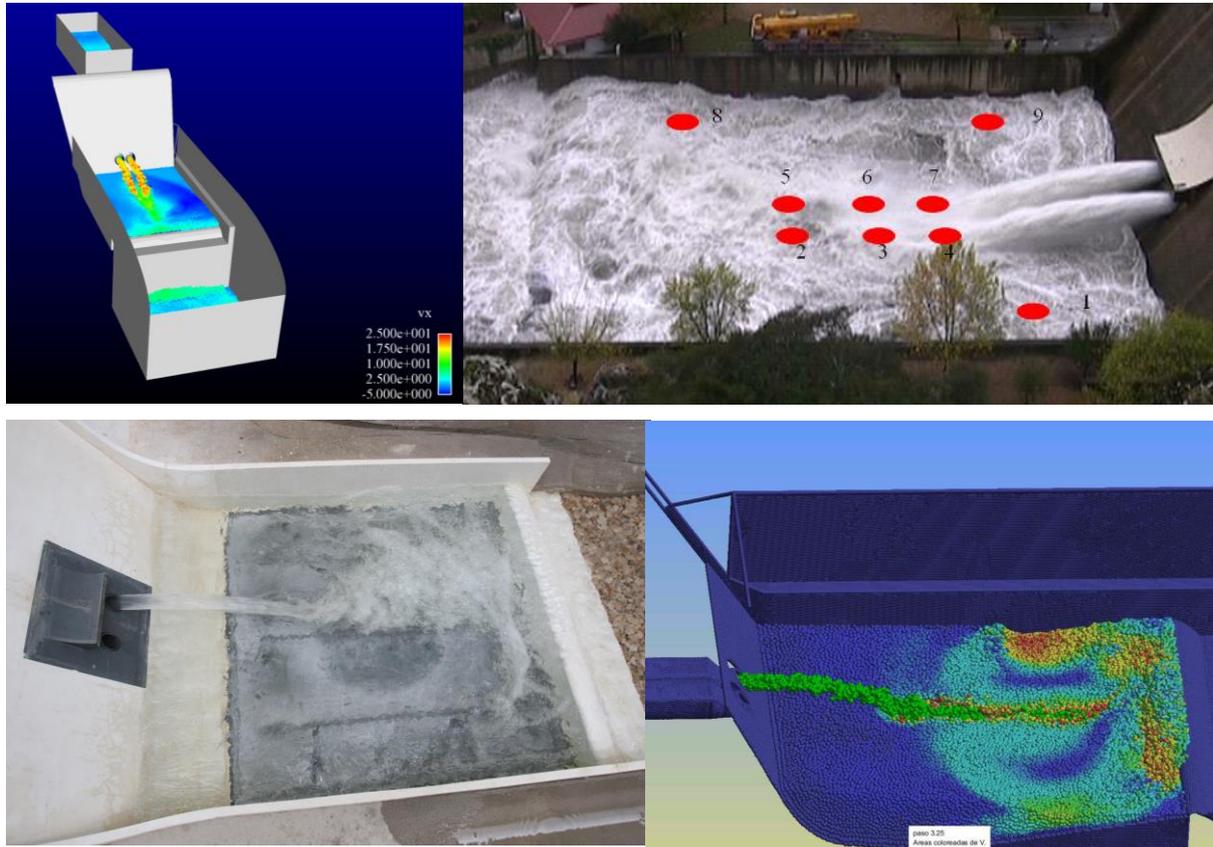


Figura 5. Impacto del desagüe de fondo que genera un remolino de eje vertical en el cuenco de amortiguamiento. Comparación entre modelo físico y modelo SPH y prototipo

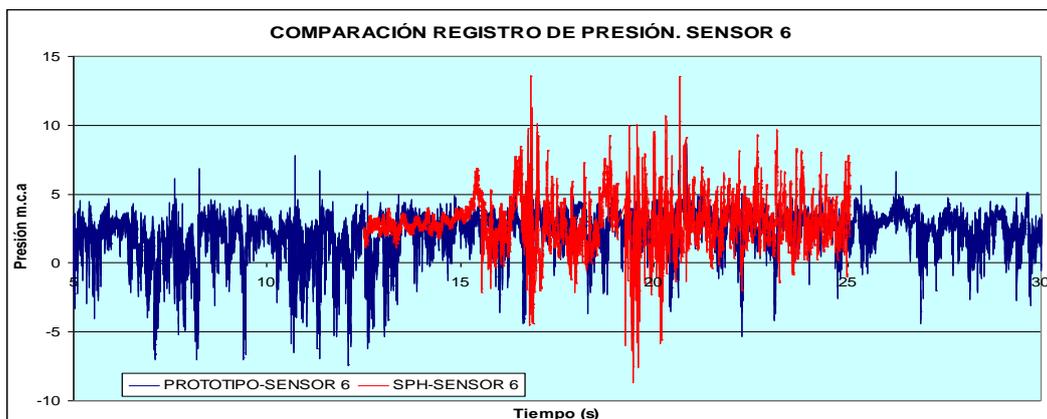


Figura 6. Comparación registro de presiones en solera del cuenco en la zona de impacto de los desagües. SPH vs registros en prototipo

3.1.2 Comprobación del funcionamiento hidrodinámico de una escala de peces de escotadura vertical (2009)

El CEDEX está realizando un estudio de investigación que permita redactar unas normas de diseño de escalas de peces. Dentro de estos trabajos se ha realizado un estudio hidrodinámico para caracterizar el flujo en la escala. Para complementar los estudios en modelo físico se han realizado simulaciones tridimensionales con MDST-MPI, que han reproducido la inestabilidad de flujo que se produce en la escotadura, en el paso de cántaras y que hace oscilar el flujo. Este estudio ha permitido, además, comprobar que la dirección del flujo en la escotadura varía con la profundidad (López y Marivela, 2009b).

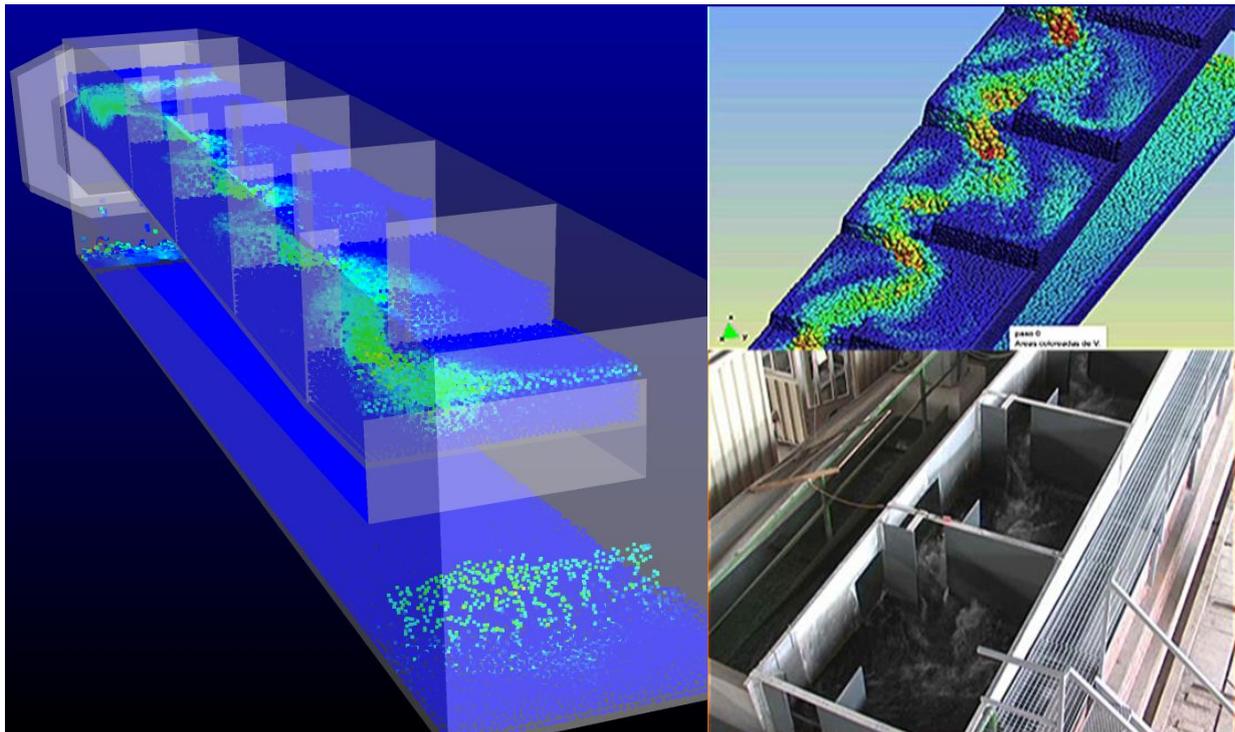


Figura 7. Detalle del penacho en la escotadura. Comparación modelo físico y SPH

Además se ha realizado una campaña de medida valores instantáneos de velocidad en modelo físico con sonda ADV (vectrino) para obtener el campo de velocidades en la cántara. La figura 8 compara el perfil de velocidades medido en modelo físico en la sección central de la cántara a 30 cm del fondo frente al calculado con el método SPH.

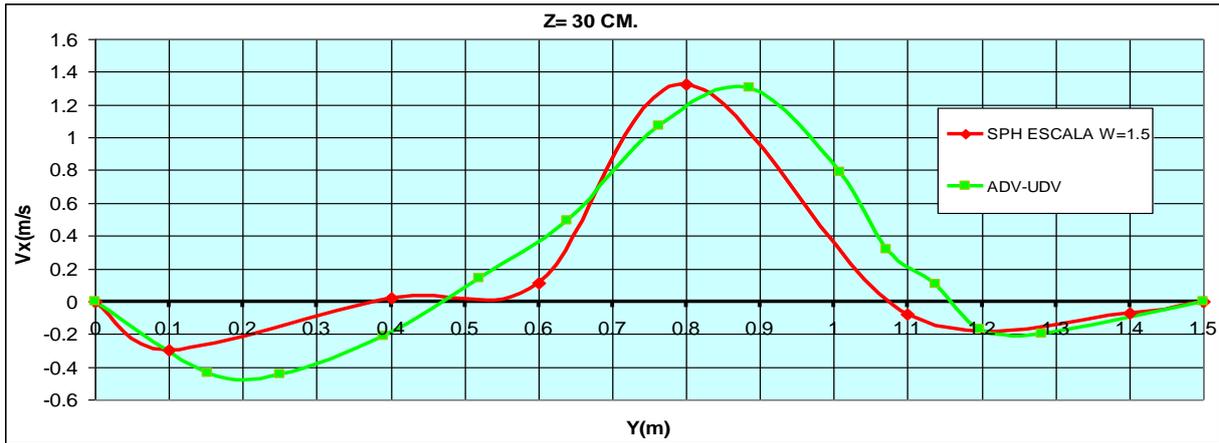


Figura 8. Detalle del penacho en la escotadura. Comparación modelo físico y SPH

3.1.3 Estudio del comportamiento hidrodinámico del aliviadero de la presa de Calanda y diseño de soluciones alternativas (2010)

Con este estudio se comprobó el funcionamiento de un aliviadero en pozo. La experimentación en modelo físico muestra que la convergencia del flujo produce un penacho justo en la embocadura del túnel, que podría afectar a la seguridad de la estructura. Esta solución se ha simulado con MDST-MPI, donde se ha podido apreciar el mismo penacho. Las mediciones realizadas en el modelo físico han servido para la calibración del modelo SPH.

Finalmente se optó por analizar una serie de diseños alternativos a la solución proyecto con el modelo numérico MDST-MPI. Entre otras, se estudió una solución de aliviadero en “abanico” y otra con vertedero en laberinto, que es la que ha servido de base para el nuevo diseño (figura 10). La figura 11 muestra la comparación de las curvas de capacidad de la solución en pozo y en laberinto obtenidas en modelo físico y con las simulaciones SPH (Moncalvillo y López, 2010).

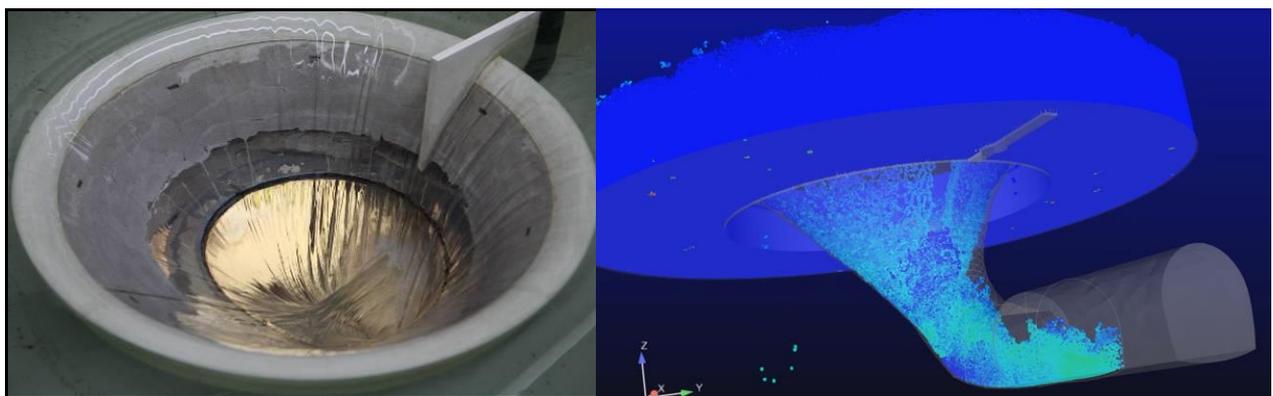


Figura 9. Aliviadero de la presa de Calanda. Detalle del penacho en la embocadura del túnel. Comparación modelo físico y SPH

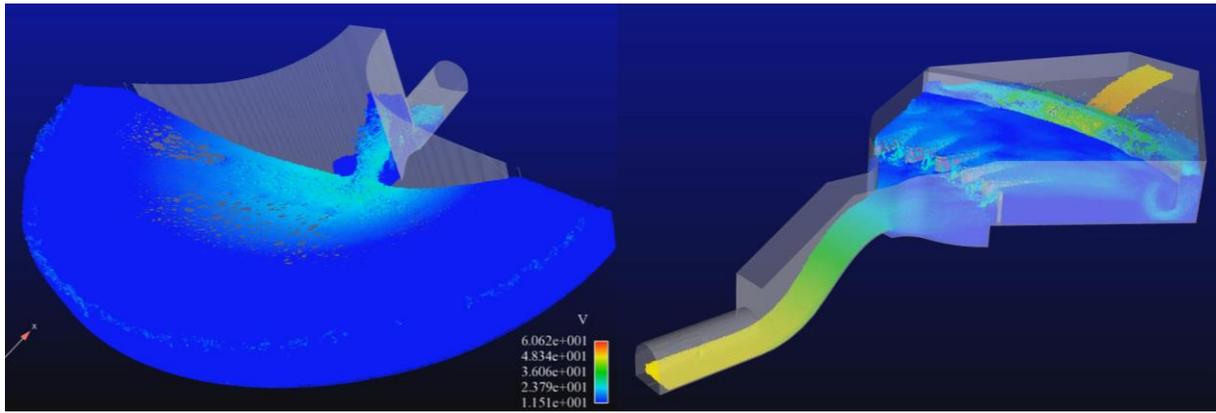


Figura 10. Aliviadero de la presa de Calanda. Soluciones en abanico y en laberinto.

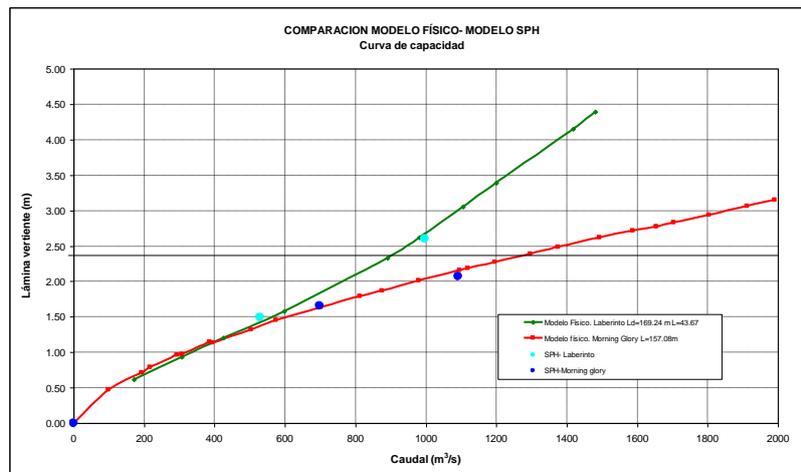


Figura 11. Comparación de curvas de gasto. Modelo físico vs. SPH.

3.1.4 Proyecto ALIVESCA. Estudio del comportamiento del flujo en rápidas escalonadas sin cajeros (2011)

En este proyecto de investigación conducido por el consorcio UPC, DRAGADOS y CEDEX, se ha estudiado la expansión lateral del vertido por una rápida escalonada al eliminar los cajeros de guiado. Esto puede suponer un ahorro económico y una mejora del rendimiento constructivo. Además se ha estudiado el reparto de caudales unitarios a lo ancho de la rápida a fin de optimizar la estructura de disipación de energía de pie de rápida. Se decidió abordar la simulación numérica con MDST-MPI del primer tramo de rápida no sometida a aireación, para complementar los ensayos de experimentación física (figura 12). Se estudiaron 3 caudales unitarios de 5, 10 y 15 m³/s y por metro de ancho de rápida (en valores de prototipo), y se compararon los perfiles de velocidades en diferentes escalones con los registros obtenidos en modelo físico con anemómetro de fibra óptica (figura 13). Los resultados de esta comparación resultaron muy ajustados (López, 2011).

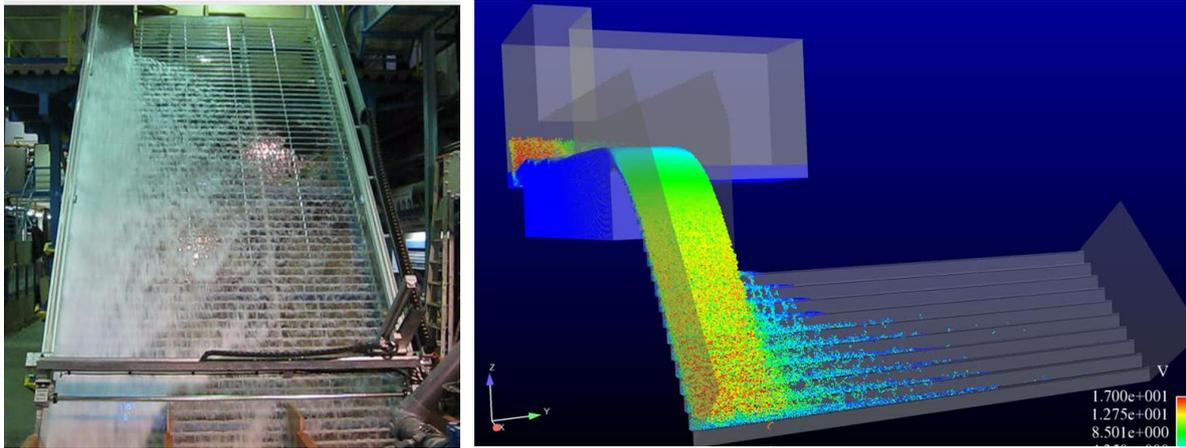


Figura 12. Aliviadero escalonado del proyecto ALIVESCA. Comparación modelo físico Vs. SPH

La simulación lagrangiana permite analizar de forma independiente la trayectoria de una partícula seleccionada, esto nos permite comprobar que la disipación de energía en la rápida se produce de forma discreta. Así una partícula puede quedar atrapada en un escalón y permanecer en él una serie de ciclos para luego regresar al flujo rasante sobre escalones, intercambiando cantidad de movimiento en estos procesos.

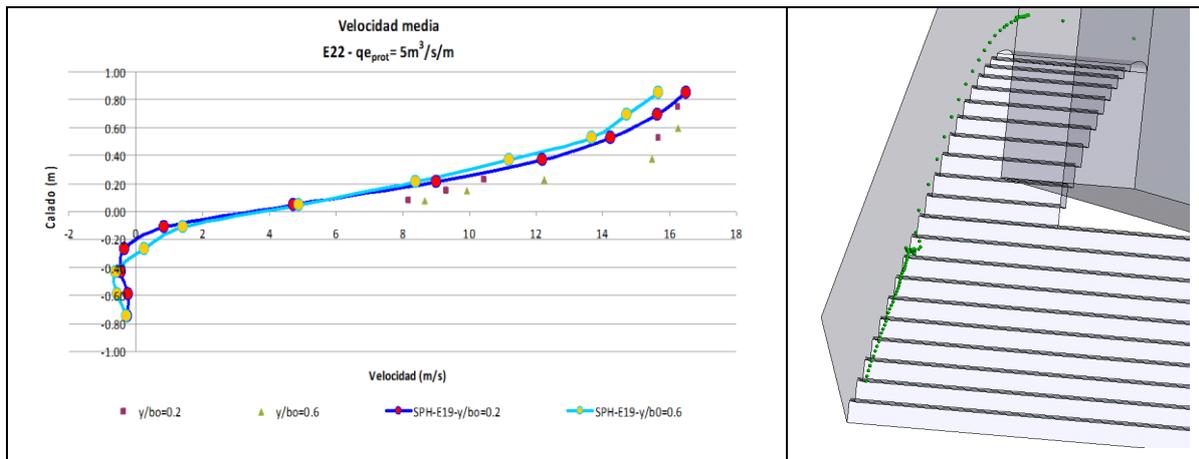


Figura 13. Comparación del perfil de velocidades registrado en modelo físico Vs. SPH

En este estudio se pudo comprobar que el método de las fuerzas de Lennard Jones no introduce resistencia al flujo. Para reproducir esta fricción se ha implementado un método original, que añade el término de la ecuación (5) a la ecuación (3). Este término introduce una aceleración sobre las partículas de fluido que interaccionan con el contorno, proporcional a la velocidad de las partículas y en dirección opuesta a la de su movimiento. Para regular la resistencia al flujo se emplea el coeficiente C_{rough} . (Marivela y López, 2011).

$$A_f = \frac{C_{rough,SPH}}{dx} v_{part}^2 \quad (5)$$

3.1.5 Estudio del funcionamiento de los desagües de fondo de la presa de Mularroya (2012)

Con este trabajo se analizó el funcionamiento de los desagües, comprobando que no se produjeran penachos tras el impacto de los chorros con la solera del canal de descarga, que pudieran poner en carga el conducto. Esta simulación numérica ha permitido conocer el estado tensional bajo la zona de impacto del desagüe de fondo de la presa de Mularroya con el fin de definir y dimensionar el blindaje.

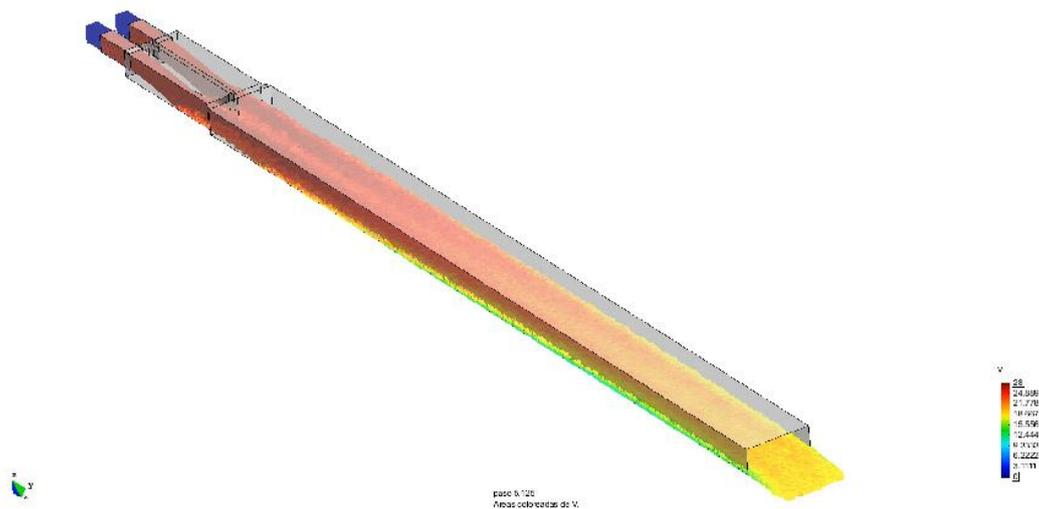


Figura 14. Desagüe de fondo de la presa de Mularroya. Funcionamiento con vertido por ambos desagües

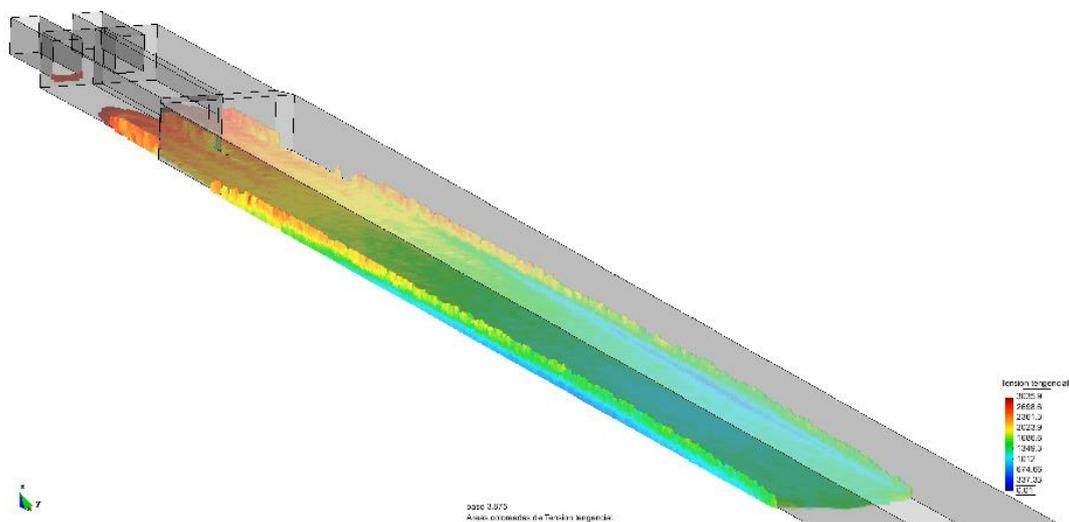


Figura 15. Desagüe de fondo de la presa de Mularroya. Tensiones en el contorno

3.2 Conclusiones de la experimentación con MPI-MDST

El resultado de estos trabajos de calibración muestra que este método proporciona una herramienta de gran utilidad para el estudio hidrodinámico de estructuras hidráulicas. Desde el punto de vista de operatividad, la experimentación con este método ha resultado muy laboriosa por la falta de condiciones de contorno de entrada y salida. La estabilización de caudales se ha conseguido mediante la recirculación de las partículas del fluido, probando con diferente número de partículas. Esta metodología requiere tiempos de ensayos muy prolongados

hasta que se alcanza el régimen permanente. Además tiene un alto coste computacional pues obligaba a incrementar, duplicar en algunos casos, el número de partículas para generar el flujo de recirculación.

4. Computación en tarjetas gráficas.

El desarrollo de la industria del video juego, con necesidades gráficas cada vez más exigentes, ha propiciado un desarrollo espectacular de tarjetas gráficas GPU (Graphics Processing Unit). Estos dispositivos también sirven para el cálculo computacional, con unas prestaciones en capacidad de cálculo equiparables a un clúster de CPU, pero con un coste mucho menor. (Figura 16)

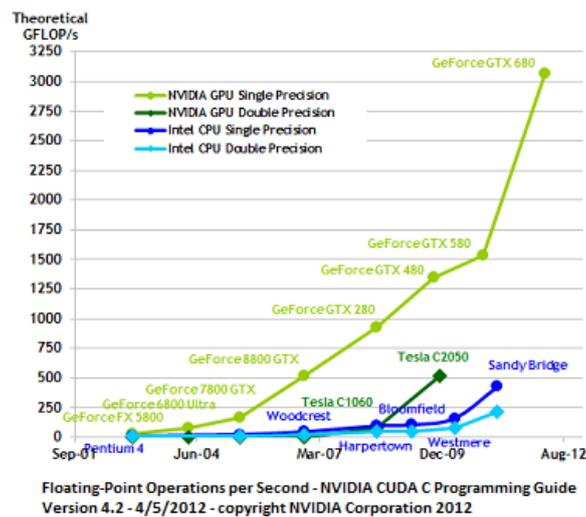


Figura 16. Comparación de capacidades de cálculo CPU vs. GPU

Así, la supercomputación ha cambiado de estrategia, de forma que cada vez hay más investigación dirigida en este sentido (Crespo, 2011). Siguiendo esta tendencia, el CEDEX ha desarrollado un modelo SPH en entorno FORTRAN CUDA (SPHERIMENTAL) para cálculo en tarjetas gráficas GPU. Esto ha permitido por un lado reducir considerablemente los tiempos de cálculo y por otro permitir el empleo de las técnicas de supercomputación en equipos mucho más económicos.

Un código FORTRAN CUDA tiene una estructura en módulos semejante a la de un código FORTRAN F90. La peculiaridad es que incluye unos módulos específicos con extensión “.cuf”, en los que se programan ciertas subrutinas que se ejecutarán en la tarjeta gráfica en vez de en el microprocesador. A estas subrutinas se las denomina kernel, aunque nada tiene que ver con la función de interpolación del método SPH. Estos kernels se procesarán de forma paralela en una serie de hilos de hardware en función de la arquitectura de la GPU. Los avances tecnológicos están permitiendo paralelizar el cálculo en varios miles de procesadores gráficos que son capaces de gestionar millones de hilos de ejecución paralelos dentro de una sola GPU.

Para abordar la configuración del nuevo código y obtener el máximo rendimiento de las tarjetas gráficas ha sido necesario modificar varios aspectos de la filosofía de MDST como son, la gestión de la memoria, el método de

búsqueda de pares de interacción o la eliminación de estructuras de almacenamiento de información de búsquedas.

La memoria del Host (CPU) sólo se emplea para leer los ficheros de entrada y generar los ficheros de salida, esto se debe al alto coste de temporal en transferir información entre las memorias del Host(CPU) al Device (GPU). Una vez transferida la información necesaria a la memoria de la GPU, se emplea en los cálculos y solamente se transfiere al Host para crear los ficheros de resultados. Además, una vez transferida la información a la memoria global de la GPU, si una variable se va emplear más de una vez en un kernel, se consigue gran optimización empleando memoria de registros.

Como se ha dicho, cada ciclo de lectura en memoria global de la GPU tiene un coste importante, por lo que resulta esencial conseguir coalescencia en el flujo de información. Es decir, que en cada proceso de lectura cada procesador de la tarjeta consiga el máximo de información útil para sus cálculos, reduciendo así el número de operaciones de lectura de memoria. Esto se consigue mediante la ordenación de las partículas en memoria siguiendo un criterio espacial.

El método de búsqueda que mejor rendimiento proporciona en un código paralelo para GPU está basado en etiquetas (hash). Consiste en discretizar el dominio de cálculo en celdas de un tamaño proporcional al tamaño de las partículas de cálculo. Un valor habitual de tamaño de celda es $3 dx$. Siendo dx el tamaño de las partículas de cálculo. El procedimiento asigna a cada partícula una etiqueta indicativa de la celda a la que pertenece. Los hash espaciales, emplean las coordenadas de la partícula para calcular el código identificativo de la celda. Dado el tamaño de celda, cada partícula solo puede interactuar con partículas que se encuentren en las celdas que envuelven a la celda en que se encuentra. Esto permite programar algoritmos de búsqueda espacial, que reducen el campo de búsqueda a este entorno. Si además se ordenan las partículas en memoria siguiendo el criterio de las celdas de búsqueda se consigue la coalescencia deseada.

La memoria global de la tarjeta gráfica limita el número de partículas de fluido que se puede emplear en una simulación. Por esta razón, SPHERIMENTAL no emplea estructuras de datos en las que almacenar la lista de partículas que interactúan con cada una de ellas. Esto permite calcular 3.8 millones de partículas por Gb de memoria de la tarjeta gráfica.

Para el cálculo de rendimientos se ha empleado un “test case” basado en Dam break (figura 16). En la figura 17 se comparan los tiempos de cálculo empleados en casos de diferentes tamaños, comparados con los obtenidos con la versión MPI de MDST.

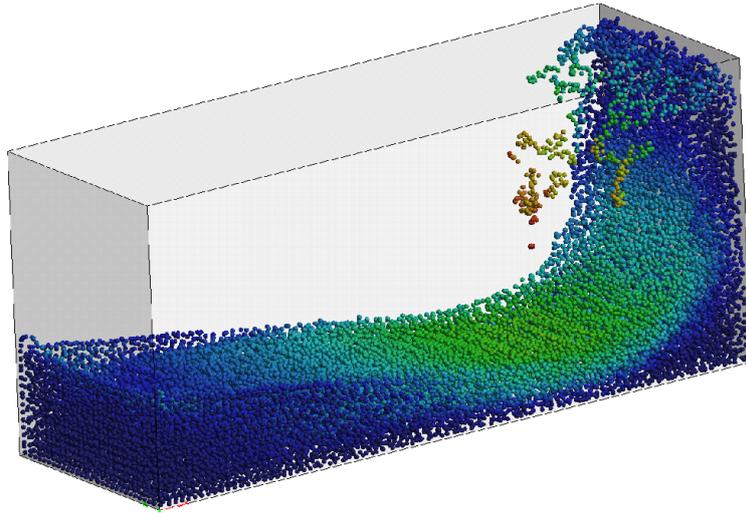


Figura 16. Comparación de capacidades de cálculo CPU vs. GPU

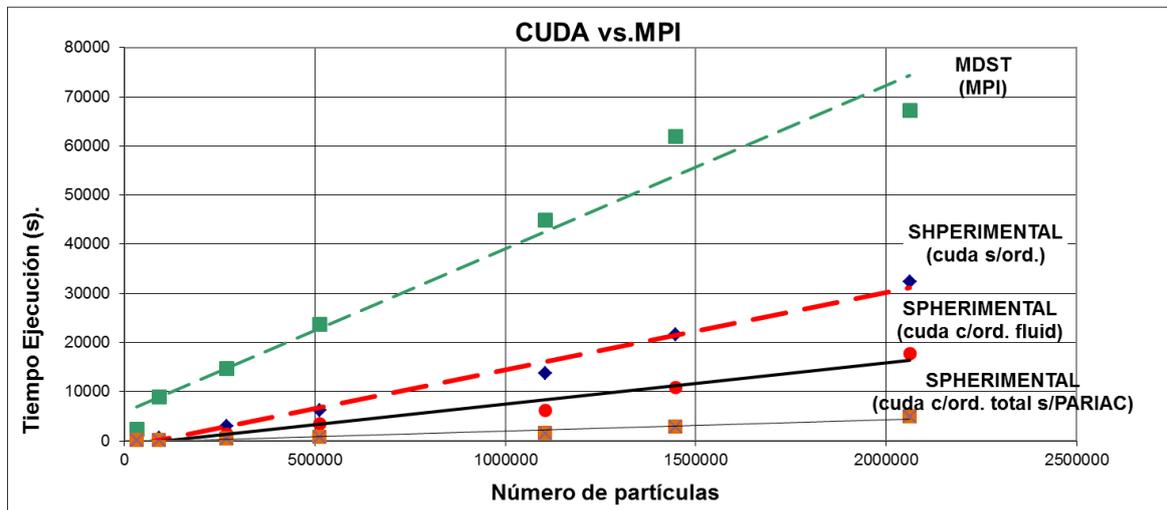


Figura 17. Comparación de tiempos de cálculo MDST-MPI vs. SPHERIMENTAL

Además en SPHERIMENTAL se ha programado condición de contorno de entrada y salida de partículas. En función del caudal que se desee introducir en la simulación, el código va introduciendo partículas en la simulación. Para que no se produzcan inestabilidades en la zona de alimentación, se introducen las partículas con una gravedad “suave” y no se integran las partículas hasta que llegan a la zona de estudio. La condición de salida permite eliminar de la lista de partículas a todas aquellas que excedan los límites del dominio de estudio, que coincide con el espacio de celdas de búsqueda. Esta implementación permite estabilizar flujos en tiempos muy cortos y emplear el número de partículas estrictamente necesario.

SPHERIMENTAL hereda de MDST los diferentes esquemas de integración, Euler, Simpléctico, Runge Kutta de 3^{er} orden tipo TGV (Taylor-Green vortex) y Verlet. También hereda de MDST, el módulo de difusión para el cálculo del transporte de solutos y el módulo de sólidos que permite estudiar la interacción de sólidos y fluidos.

Para facilitar su uso, SPHERIMENTAL se ha integrado en un “problem type” de GiD. Esto permite emplear las herramientas de pre-proceso para generación e importación de geometrías y mallado. Este entorno gráfico

permite asignar las condiciones de contorno fijo o móvil, condiciones de contorno de entrada, condiciones iniciales del fluido y sólidos y fricción de contornos. Además permite definir los parámetros de simulación.

Finalmente, SPHERIMENTAL permite generar resultados en formato GiD, Paraview, Ensign, o ficheros en bruto para poder realizar otros análisis complementarios.

4.1 Estudios realizados con SPHERIMENTAL.

El primer caso práctico en el que se ha empleado este modelo es en la asistencia técnica para Confederación Hidrográfica del Ebro y Acciona para estudiar el comportamiento hidrodinámico del aliviadero en pozo de la presa de Nagore. El objeto de este trabajo ha sido analizar el funcionamiento hidráulico de la solución proyecto del aliviadero, obtener la curva de gasto y definir las modificaciones necesarias para incrementar la capacidad de desagüe del aliviadero a las exigencias de seguridad (figura 18). El empleo de las nuevas capacidades de SPHERIMENTAL ha permitido realizar más de 60 simulaciones con modelos de entre 1.5 y 2.5 millones de partículas, en dos meses y medio de trabajo, lo que a día de hoy supone un avance considerable.

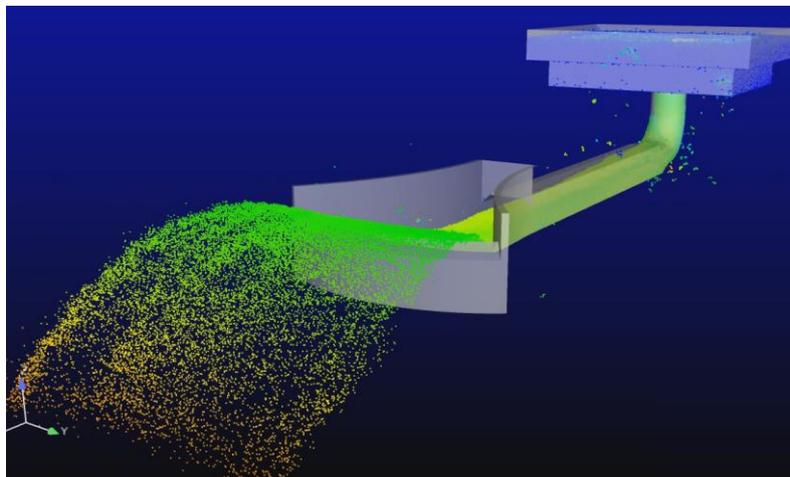


Figura 18. Vista global del aliviadero de la presa de Nagore

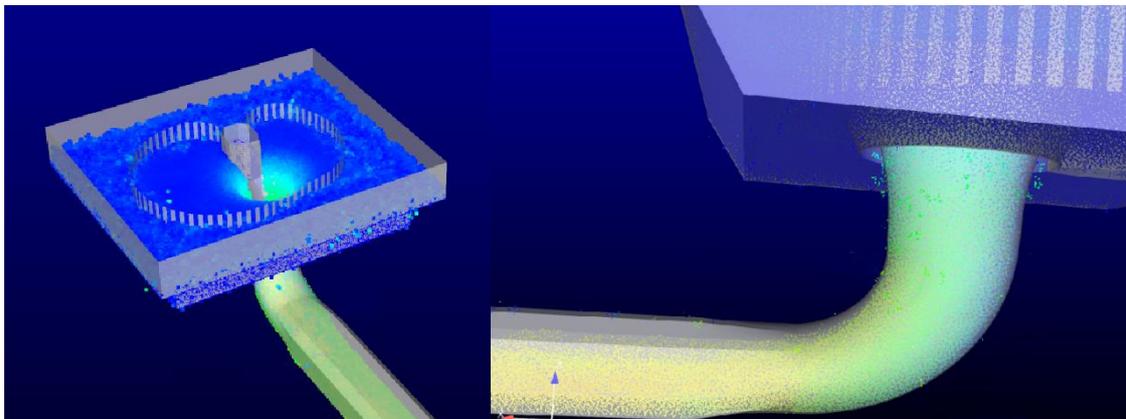


Figura 19. Detalle de la embocadura y codo del aliviadero en pozo de la presa de Nagore

4.2 Desarrollos futuros con SPHERIMENTAL.

En materia de seguridad de presas es muy importante poder reproducir el flujo emulsionado en aliviaderos y estructuras de disipación de energía. Por tanto este es un campo de investigación fundamental para seguir implementando SPHERIMENTAL.

Desde el punto de vista de capacidades de computación, el desarrollo de las nuevas tarjetas gráficas es realmente esperanzador, lo que permitirá que los cálculos en GPU puedan ser cada vez más rápidos y con mayor número de partículas. Sin embargo, tecnológicamente existe un desajuste entre la capacidad de cálculo de las tarjetas que supera a la capacidad de transferir esta información. Se considera que la velocidad de cálculo depende del área de la tarjeta y la transferencia de información del perímetro, por tanto, los próximos desarrollos tecnológicos pasan por computación multi-GPU.

5. Conclusiones

Dadas sus características intrínsecas, los modelos lagrangianos de partículas, y en particular el método SPH, son muy adecuados para el estudio hidrodinámico de flujos en estructuras hidráulicas. Los avances tecnológicos y de supercomputación posibilitan la simulación de fenómenos complejos, cada vez con más precisión, y de la mano de experimentación física se han dado pasos muy importantes en la calibración de esta herramienta.

A día de hoy resulta evidente la potencialidad y validez de estos modelos en materia de seguridad hidráulica de presas. Queda por delante un esperanzador camino para implementar nuevas capacidades del método SPH, como el análisis de flujos bifásicos con aireación y el transporte de sedimentos.

6. Agradecimientos

A José María Grassa, Director del CEPYC, pionero e impulsor del método SPH para flujos en lámina libre, por su ayuda inestimable y su generosidad inagotable. Al CEDEX en general y al Centro de Estudios Hidrográficos en particular, por entender la importancia estratégica de esta línea de investigación y apoyar su desarrollo.

7. Referencias

1. CRESPO, A.J.C., GOMEZ-GESTEIRA, M., DALRYMPLE, R.A. (2005) “Boundary conditions generated by dynamic particles in SPH methods.” CMC: Computers, Materials, & Continua, 5(3), 173–184.
2. CRESPO, A. (2008). “Development of the Smoothed Particle Hydrodynamics model SPHysics” PhD Thesis. Departamento de física aplicada. Universidad de Vigo.

3. CRESPO, A., DOMINGUEZ, J.M., BARREIRO, A., GÓMEZ-GESTEIRA, M., ROGERS, B.D. (2011) "GPUs, a new tool of acceleration in CFD: Efficiency and reliability on smoothed particle hydrodynamics methods." PLoS ONE 6(6), e20685. doi:10.1371/journal.pone.0020685.
4. GÓMEZ-GESTIRA, M., ROGERS, B.D., DALRYMPLE, R.A., CRESPO, A.J.C. (2010) "State-of-the-art of classical SPH for free-surface flow." Journal of Hydraulic Research 48, Extra Issue, 6–27. ISSN: 0022-1686
5. GRASSA, JM. (2004). "El método SPH. Aplicaciones en ingeniería marítima". *Revista de ingeniería civil*, 133.
6. GRASSA, JM. (2006). "Estado del Arte sobre Aplicación de Técnicas de CFD en Estudios de Ingeniería Marítima. El Método SPH: Algunas Aplicaciones En Ingeniería Marítima". Informe CEDEX, 24-405-9-163.
7. GRASSA, JM. (2007). "Wave forces on a wavemaker. SPH simulation and comparison with analytic results". *32nd Congress of IAHR, the International Association of Hydraulic Engineering & Research*. 2007, (Venice 1-6 de Julio de 2007), v. I, 2007. P. 100. ISBN 88-89405-06-6.
8. LÓPEZ, D., MARIVELA, R., ARANDA F. (2009a) "Calibration of SPH model using prototype pressure data from the stilling basin of the Villar del Rey dam, Spain". *33rd Congress of IAHR. Water Engineering for a Sustainable Environment The International* (Vancouver 9-14 de agosto de 2009), ISBN: 978-90-78046-08-0.
9. LÓPEZ, D., MARIVELA, R. (2009b) "Applications of the SPH Model to the Design of Fishways". *33rd Congress of IAHR. Water Engineering for a Sustainable Environment The International* (Vancouver 9-14 de agosto de 2009). ISBN: 978-90-78046-08-0.
10. LÓPEZ, D., MARIVELA, R., GARROTE L. (2010) "Smooth Particle Hydrodynamics Model Applied To Hydraulic Structures: A Hydraulic Jump Test Case". *Journal of Hydraulic Research*. Vol 48. , Extra Issue (2010), pp. 142-158. ISSN: 0022-1686.
11. LÓPEZ, D., et.Al. (2011) Estudio hidrodinámico de vertederos y rápidas escalonadas con modelo numérico tridimensional SPH. Proyecto ALIVESCA. II Jornadas de Ingeniería del Agua. Modelos Numéricos en Dinámica Fluvial. Barcelona. 5 Y 6 de octubre de 2011. ISBN-13:9788-4-615-4023-5.
12. MARIVELA, R., LÓPEZ, D. (2011) Calibración de la rugosidad en el contorno en modelos SPH. II .Jornadas de Ingeniería del Agua. Modelos Numéricos en Dinámica Fluvial. Barcelona. 5 Y 6 de octubre de 2011. ISBN-13:9788-4-615-4023-5.
13. MONCALVILLO, M., LÓPEZ, D. (2010) Estudio en modelo matemático del aliviadero complementario de la presa de Calanda, España. Congreso: XXIV Congreso latinoamericano de hidráulica de la IAHR.2010.
14. MONAGHAN, J.J. (1994). "Simulating free surface flows with SPH. *Journal of Computational Physics*", 110, 1-15.
15. MONAGHAN, J.J., KOS, A. (1999). "Solitary Waves on a Cretan Beach". *JWPCOE*, Vol. 125, No. 3. ASCE
16. MONAGHAN, J.J., KOS, A. y ISSA, N., (2003). "Fluid Motion Generated by Impact". *JWPCOE*, Vol. 129, No. 6. ASCE

17. MONAGHAN, J.J. (2005). "Smoothed Particle Hydrodynamics" .Reports on Progress in Physics, 68, 1703-1759.
18. VIOLEAU, D., ISSA, R. (2007). "Numerical modelling of complex turbulent free-surface flows with the SPH method: an overview". *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 53 (2): 277-304.
19. PANIZZO, A, DALRYMPLE, R. A. (2004). "SPH modelling of underwater landslide generated waves". In Proc. 29th International Conference on Coastal Engineering, 1147-1159.
20. ZOU, S., DALRYMPLE, R. A. (2006). "Sediment suspension simulation under oscillatory flow with SPH-SPS method". In Proc.30th International Conference on Coastal Engineering.

El papel de los modelos numéricos en la investigación y el diseño de aliviaderos de presas

*Fernando Salazar***, Javier San Mauro*, Joaquín Irazábal*, Antonia Larese***,
Riccardo Rossi*, Eugenio Oñate*, Rafael Morán*** y Miguel Ángel Toledo****

** Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)*

***Instituto Flumen*

**** Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética*

Universidad Politécnica de Madrid

1. Introducción

El Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) es un centro de investigación dependiente del Gobierno de Cataluña y de la Universidad Politécnica de Cataluña creado en 1987. Su principal actividad es el desarrollo y aplicación de métodos numéricos innovadores para resolver problemas prácticos en diversos campos de la ingeniería, y se desarrolla fundamentalmente en el marco de proyectos de investigación nacionales e internacionales.

En los últimos años el centro ha participado en diversos proyectos relacionados con la seguridad de presas, fundamentalmente hidráulica, pero también estructural, en cooperación con diversas empresas y organismos públicos de investigación como el CEDEX y la UPM.

La presente comunicación describe brevemente los objetivos principales de los mencionados proyectos, haciendo hincapié en cómo la modelación numérica ha contribuido a alcanzarlos.

2. Métodos numéricos

Si bien la descripción detallada de los métodos numéricos empleados queda fuera del objetivo de la presente comunicación, se considera adecuado hacer una breve reseña de los mismos, aportando las referencias esenciales para que el lector interesado pueda profundizar en ellos. En ambos casos el objetivo final es la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes, que rigen la dinámica de fluidos, y el movimiento del agua en el caso de aliviaderos.

Los primeros esquemas numéricos que se desarrollaron para la modelación de problemas de este tipo utilizan una formulación Euleriana. Esto quiere decir que el dominio de cálculo se discretiza mediante una malla de elementos finitos, que se mantiene constante durante toda la simulación. La evolución de la superficie libre se calcula utilizando una función suave (level-set) [1], o bien mediante un valor escalar que representa la cantidad

de fluido que ocupa una región determinada (métodos de volumen de fluido). El principal inconveniente de estos métodos es el tratamiento de los términos convectivos, así como la detección de superficies libres muy irregulares y variables en el tiempo. En CIMNE, se ha desarrollado una herramienta basada en esta técnica e implementada en el entorno Kratos Multi-Physics [2], [3].

La descripción detallada del método (en adelante, Kratos) puede encontrarse en [4]. Sus principales ingredientes son los siguientes:

1. Discretización de las ecuaciones de Navier-Stokes para flujo incompresible usando el enfoque tradicional del Método de los Elementos Finitos.
2. Uso de elementos de bajo orden: triángulos en 2D y tetraedros en 3D.
3. Integración temporal mediante una versión semiexplícita del método de pasos fraccionados.
4. Mejora de la conservación de la masa mediante el uso de una técnica de “recuperación de errores” que permite considerar (y corregir) los errores cometidos en los pasos de tiempo precedentes.
5. Método level-set para la definición de la posición de la superficie libre.
6. Una función de extrapolación que permite calcular los valores de velocidad, presión y gradiente de presión en la zona no ocupada por el fluido adyacente a la superficie libre.

El algoritmo sigue los siguientes pasos:

1. Extrapolación de la velocidad, la presión y el gradiente de presiones al dominio de extrapolación, que es la región adyacente a la superficie libre que en t^n no está ocupada por el fluido.
2. Convección de la función level-set que define la posición de la superficie libre a partir del campo de velocidades en los dominios de fluido y de extrapolación. De este modo, se obtiene la posición de la superficie libre en el instante t^{n+1} .
3. Reinicialización de la función distancia en todo el dominio, partiendo de la superficie libre calculada en el paso anterior, que tiene un valor nulo de dicha función.
4. Resolución de las ecuaciones de momento.
5. Imposición de la condición de presión de modo que tiene un valor nulo en la superficie libre antes calculada y que respete la incompresibilidad.
6. Cálculo de la presión.
7. Cálculo de la velocidad.
8. Vuelta al paso 1.

En la actualidad, el método está paralelizado para funcionar en sistemas con memoria compartida.

Se ha aplicado Kratos para el cálculo de las curvas de desagüe del aliviadero de la presa de Oliana, que tiene dos vanos de 17 m de longitud regulados por compuertas. Se realizaron cálculos fijando la carga sobre el vertedero y la apertura de compuertas, y registrando el caudal desaguado en cada situación. A partir de los resultados se obtuvieron las curvas de desagüe, como se muestra en la Figura 1.

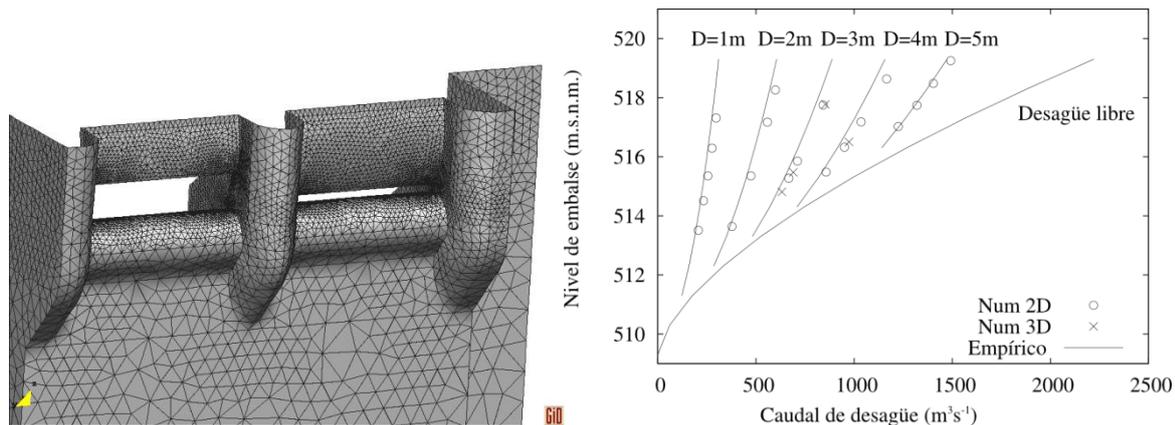


Figura 1. Izquierda: detalle del modelo del aliviadero de la presa de Oliana. Derecha: curvas de desagüe obtenidas [5]

Una alternativa a esta formulación es utilizar una descripción Lagrangiana para formular las ecuaciones de gobierno de los dominios del fluido y del contorno. En la formulación Lagrangiana se sigue el movimiento de cada una de las partículas de líquido o del sólido de forma individual y, consecuentemente, pueden considerarse como partículas cuyo movimiento se sigue durante la solución en el tiempo.

En los últimos años, CIMNE ha desarrollado un tipo particular de formulación Lagrangiana para resolver problemas en los que interviene la interacción entre fluidos y sólidos. El método se denomina Método de Partículas y Elementos Finitos (PFEM). El PFEM trata los nodos en la malla, tanto en los dominios del fluido como de la estructura, como partículas que pueden moverse libremente e incluso separarse del dominio principal del fluido representando, por ejemplo, el efecto de gotas o chorreones de agua. Una malla de elementos finitos conecta los nodos que definen el dominio discretizado donde se resuelven las ecuaciones de gobierno de la mecánica de fluidos (para el líquido) y de la mecánica de sólidos (para la estructura) en la forma estándar del MEF [6], [7], [8].

Una ventaja de la formulación Lagrangiana es que los términos convectivos desaparecen de las ecuaciones del fluido. La dificultad, sin embargo, se transfiere al problema de mover adecuadamente (y eficientemente) los nodos de la malla. En general, suele ser necesario remallar a lo largo de la solución en cada paso de tiempo.

En general, el PFEM tiene ventajas frente a los métodos Eulerianos para seguir el movimiento de las partículas del fluido en flujos en donde la superficie libre es muy irregular y variable en el tiempo.

Una de las primeras aplicaciones del PFEM a hidráulica de presas consistió en la simulación del funcionamiento del aliviadero de la presa de Itoiz¹. Se reprodujeron tanto el diseño original como el final, resultado de las modificaciones realizadas tras la campaña de ensayos en modelo físico. En el diseño inicial, se observa la formación de ondas de choque junto a los cajeros, que confluyen justo a la entrada del cuenco, y pequeños sobrevvertidos en el canal de descarga. En el diseño final se mantienen las ondas de choque, pero no llegan a

¹ La información necesaria para la modelación del aliviadero de la presa de Itoiz fue facilitada por D. Raimundo Lafuente Dios, Director Técnico de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

confluir, con lo que el reparto del caudal es más uniforme en el cuenco y el comportamiento de éste más adecuado. Además, no hay sobrevertido. Estos mismos patrones se observaron en los modelos físicos [9].

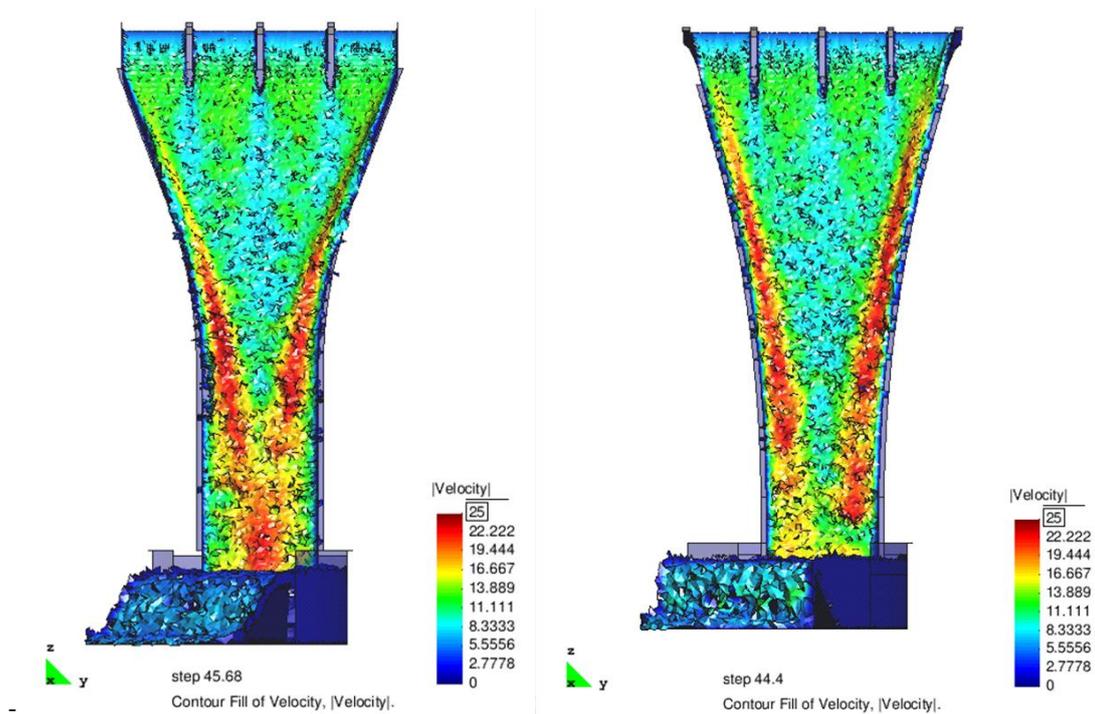


Figura 2. Vista en alzado del modelo numérico del aliviadero de la presa de Itoiz. Izquierda: diseño original. Derecha: diseño final.

El mismo método PFEM permite modelar la erosión producida en el lecho por el movimiento del agua. El modelo implementado considera el medio erosionable como un continuo, y evalúa la capacidad erosiva del agua en base a su velocidad [8]. El algoritmo puede resumirse en los siguientes pasos:

1. Cálculo de la tensión tangencial generada por la partícula de fluido en movimiento sobre cada punto de la superficie del medio erosionable.
2. Cálculo del trabajo de fricción generado por la tensión tangencial.
3. La erosión se inicia en el momento en que el trabajo excede un umbral crítico función de las características del material del lecho.
4. Cuando dicho umbral se sobrepasa, el nodo en cuestión se separa del medio erosionable, pasando a ser transportado por el fluido, aunque conserva su densidad.
5. Si alguno de esos nodos desprendidos y transportados por el fluido llegan a una zona donde la velocidad es inferior a un umbral determinado, se deposita, volviendo a formar parte del lecho.

La Figura 3 muestra un ejemplo de la modelación de la erosión en la zona de caída de un aliviadero en trampolín.

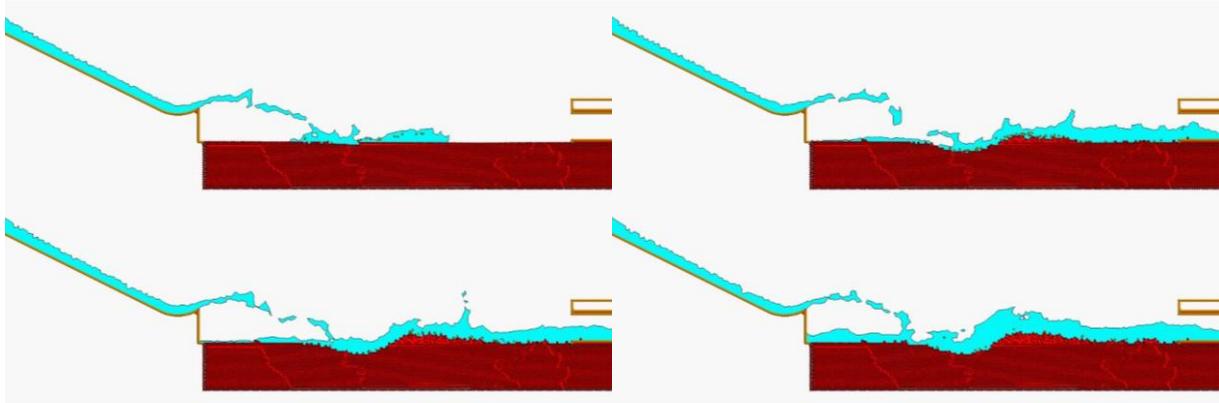


Figura 3. Erosión y sedimentación al pie de un trampolín de lanzamiento.

3. Proyectos de investigación

En esta sección se describen someramente los proyectos de investigación relacionados con la hidráulica de presas, con indicación de los participantes, los objetivos generales, y cómo los modelos numéricos han contribuido a alcanzarlos.

3.1 Rotura de presas de materiales sueltos por sobrevertido. Proyectos XPRES y EDAMS

El proyecto XPRES y su continuación (el proyecto EDAMS) tienen como objetivo principal el estudio de las consecuencias de un sobrevertido sobre presas de materiales sueltos para mejorar el conocimiento de este fenómeno tan complejo y poder entonces optimizar las inversiones económicas sobre estas estructuras.

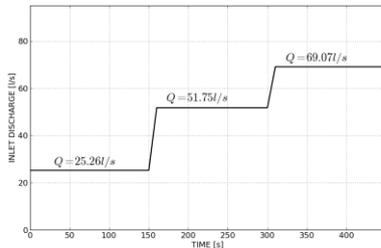
En ambos proyectos participan la UPM, el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX y CIMNE. Los dos primeros se centran en el estudio experimental y CIMNE en el desarrollo y aplicación de un modelo numérico.

UPM y CEDEX han realizado varias campañas experimentales para entender cuáles son los factores clave en la rotura de presas de escollera por sobrevertido. Se han analizado, entre otros, el efecto de la geometría del talud aguas abajo, el tipo de protección usada, la dimensión del material y el caudal unitario. Los detalles sobre el estudio experimental se pueden encontrar en otras ponencias de esta misma jornada.

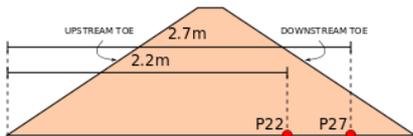
El primer objetivo desde el punto de vista numérico ha sido poder simular la evolución del flujo en lámina libre fuera y dentro de la escollera al variar el caudal de filtración.

Para modelar numéricamente la filtración se ha desarrollado un código Euleriano de elementos finitos para el cálculo de flujo en lámina libre, y se ha modificado la formulación para que pueda tener en cuenta de forma automática la presencia de una región porosa en el dominio de análisis. Se ha considerado el hecho de que la filtración dentro de la escollera no se rige por la ley de Darcy, sino por una ley no lineal. Se ha elegido entonces una ley de resistencia cuadrática e inicialmente se han adoptado los coeficientes de Ergun. Durante el EDAMS se ha generalizado la formulación para dejar al usuario la elección de los coeficientes de la ley de resistencia más adecuados al problema estudiado.

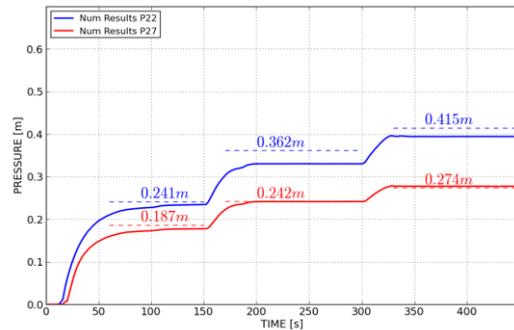
Este código permite imponer un hidrograma o una condición de entrada de caudal variable aguas arriba y estudia tanto el régimen transitorio como el estacionario (Figura 4). Durante el proyecto EDAMS se ha modificado este algoritmo para calcular la filtración, no solamente en la escollera, sino también en núcleos arcillosos.



a) Hidrograma usado.



b) Geometría de la presa y posición de los sensores.



c) Evolución de la altura de presión en los puntos P22 (línea azul) y P27 (línea roja) en comparación con los resultados experimentales (líneas discontinuas).

Figura 4. Estudio de la filtración con un caudal variable aguas arriba.

El segundo objetivo ha sido la simulación de la rotura del espaldón de aguas abajo de las presas de escollera debido al sobrevertido. Se ha utilizado el método PFEM anteriormente presentado, para el desarrollo de un algoritmo Lagrangiano que permite seguir las grandes deformaciones a que se ve sometida la escollera en caso de rotura. Se ha adoptado un modelo visco plástico para describir el comportamiento del material y un criterio de fallo de Mohr Coulomb [10].

Finalmente estos dos códigos de cálculo (CFD y estructural) se han acoplado para poder simular la rotura de la presa debido a los efectos hidrodinámicos en régimen transitorio [11]. El modelo desarrollado se ha validado con los resultados de las campañas experimentales de UPM y CEDEX (Figura 5) [12], [13].

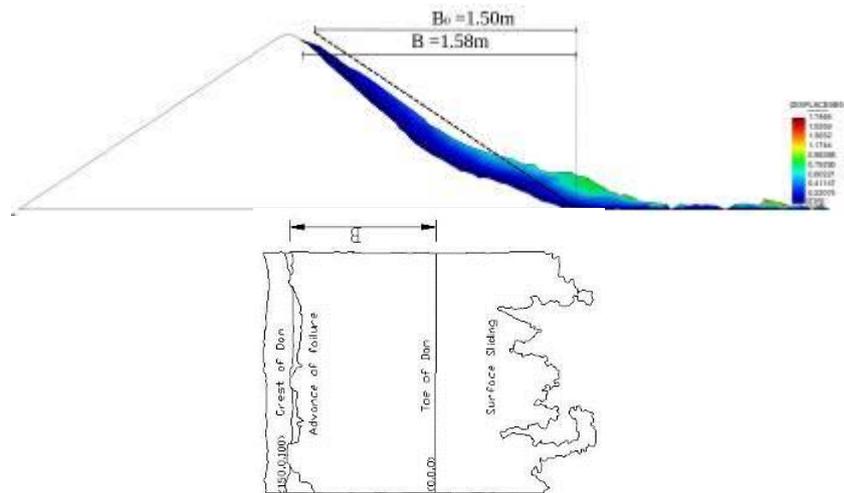


Figura 5. Comparación numérico-experimental del avance de la rotura. En la imagen de arriba (numérico) se aprecia el material deformado por el efecto de la filtración. La rotura alcanza la coronación tanto en la simulación como en el experimento.

Cabe destacar que el modelo desarrollado simula siempre a escala real la presa (sea esta una ensayo, un prototipo o real). Esto quiere decir que, a diferencia de los ensayos experimentales, por su propia naturaleza no sufre del efecto de escala y puede ser una herramienta útil para calibrar de forma efectiva ensayos que reproduzcan a escala presas reales.

3.2 Modelación numérica de la aireación en desagües de fondo. Proyecto VADIVAP

Este proyecto se planteó para estudiar con detalle las válvulas de asiento plano y paso circular, diseñadas y comercializadas por la empresa INHISA. Se analizaron diversos aspectos relacionados con el comportamiento de estas válvulas, como el fenómeno del downpull, las pérdidas de carga, y en especial la aireación. Se pretendía utilizar la modelación numérica para sortear las dificultades que plantea la modelación física en válvulas de este tipo, generalmente de grandes dimensiones y que trabajan bajo una elevada carga hidráulica.

En este caso, se utilizó principalmente el método PFEM para modelar la interacción entre el agua pasando a gran velocidad bajo la compuerta y el aire que es arrastrado por ella. No obstante, se utilizó también Kratos para analizar algunos aspectos concretos, como las pérdidas de carga con aperturas parciales.

En primer lugar se realizó la validación del método de forma cualitativa y cuantitativa, a partir de estudios teóricos y experimentales de otros autores [14]. La Figura 6 muestra los resultados en comparación con los experimentos de Sharma [15], de referencia en este campo.

Se reprodujo además el desagüe de fondo de la presa de Susqueda, cuya válvula se estaba reemplazando, y pudo ser sometida a pruebas. Aunque no fue posible medir con precisión suficiente el caudal de aire demandado en función de la apertura de compuerta, sí se pudo comprobar que el conducto de aireación se pone en carga para aperturas superiores al 90 %, resultado que coincide con lo observado en el modelo numérico.

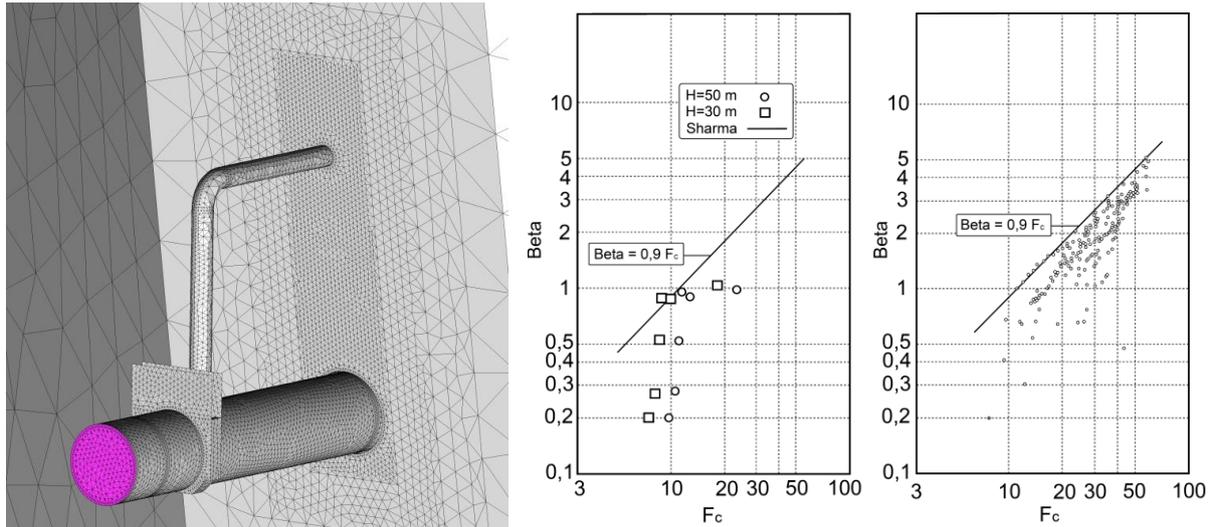


Figura 6. Modelación del desagüe de fondo de la presa de Susqueda con PFEM. Izquierda: detalle de la malla de elementos finitos. Se observa el conducto de desagüe, la válvula, y el aireador, que tiene un codo de 90° y conecta con el paramento de aguas abajo de la presa. Centro: Resultados de la campaña de modelación numérica, en cuanto al cociente entre el caudal de demanda de aire y el de agua (β), en función del número de Froude bajo la compuerta (F_c) Derecha: resultados experimentales de Sharma [15]

A continuación se realizó una campaña de ensayos numéricos tomando un modelo de base y haciendo variar los principales parámetros que pueden influir en el funcionamiento de un desagüe de fondo: la longitud del conducto de desagüe, la carga de agua sobre la compuerta, el grado de apertura de la compuerta y el diámetro y la longitud del conducto aireador. Este modelo es tridimensional y está basado en la geometría de la compuerta de asiento plano y paso circular de INHISA, instalada en un conducto de desagüe de 1,5 m de diámetro.

Entre los resultados más relevantes puede destacarse que la demanda máxima de aire no siempre se da con una apertura del 60%, sino que depende de otros factores, entre los que se encuentra el diámetro del aireador.

El método utilizado no permite modelar la formación de las burbujas de aire y su movimiento en la masa de agua, por lo que los resultados en cuanto a las propiedades de la mezcla agua-aire no son totalmente fiables. Sin embargo, se llega a reproducir el efecto de arrastre del aire por el cortante generado por el agua en la interfase entre ambos fluidos y ello se traduce en que el caudal de aire demandado, que en principio depende de la caída de presión en la cara de aguas abajo de la compuerta, parece adaptarse adecuadamente a la realidad, lo que permite su aplicación para el dimensionamiento del sistema de aireación.

3.3 Modelación de aliviaderos de bloques en forma de cuña. Proyecto ACUÑA

El proyecto ACUÑA tiene como objetivo fundamental el desarrollo de criterios de diseño de aliviaderos formados por bloques en forma de cuña, dispuestos sobre el paramento de aguas abajo de presas o balsas de materiales sueltos. Esta solución puede reducir de manera importante el coste del aliviadero en este tipo de estructuras, que en general es elevado en términos relativos. En el proyecto, además de CIMNE participan la empresa de prefabricados de hormigón PREHORQUISA, la consultora ALATEC y la UPM, que lleva a cabo la campaña de modelación física. También está involucrado indirectamente el CEDEX, que a través de un convenio de colaboración con la UPM, ha cedido un espacio en el laboratorio del Centro de Estudios hidrográficos para la

ejecución de una parte de los ensayos. El planteamiento del proyecto y la selección de los participantes responden al objetivo de profundizar en el conocimiento del fenómeno mediante la combinación de la modelación física y numérica.

Una de las claves para el dimensionamiento de este tipo de aliviaderos es la estabilidad de los bloques en cualquier situación de vertido, ya que el desprendimiento de una de las piezas generaría una inestabilidad del flujo que podría provocar la erosión del material de apoyo. El fenómeno físico en cuestión es complejo, ya que debe considerarse la disminución de presión que produce el paso del agua sobre el vértice de las piezas en forma de cuña, y cómo se transmite a la base del bloque a través de los orificios de que dispone. Este efecto es positivo para la estabilidad del bloque, ya que la transmisión de esta depresión genera una fuerza de succión que contribuye a evitar que el bloque se desprenda (Figura 7).

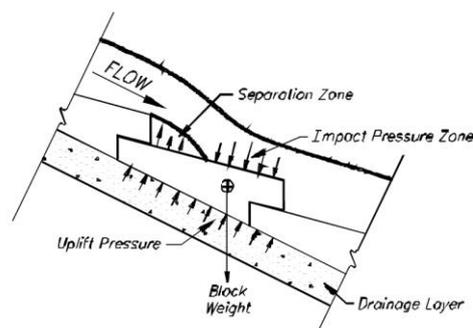


Figura 7. Fundamento del funcionamiento de los aliviaderos de bloques en forma de cuña [16].

En la primera fase del proyecto, la modelación numérica se ha centrado en la comprobación de la aparición de dichas depresiones en la zona de separación del flujo, con el objetivo de hacer una preselección de alternativas de diseño a ensayar en modelo físico. Se trata de optimizar los recursos a emplear en la modelación física. Para ello, se han utilizado los códigos numéricos descritos.

Con PFEM se ha considerado la existencia de aire previo al paso del agua, de modo que se observa si existe o no arrastre de aire con diferentes combinaciones de calados y velocidades. Por otra parte, Kratos se ha utilizado para comprobar el valor de la presión dinámica en esa zona. La primera variante que se está comenzando a estudiar de cara a optimizar el diseño del bloque es la disposición de los orificios de succión y drenaje en la zona superior de la contrahuella.

La Figura 8 muestra que la caída de presión es mayor en la zona superior de la contrahuella. En la Figura 9 se muestra un ejemplo de unos de los casos modelados con el orificio partiendo de la zona superior. Se observa cómo en la situación estudiada se produce efectivamente la succión deseada, y el agua (en azul) arrastra el aire (en rojo) que ocupa inicialmente el conducto en el modelo numérico.

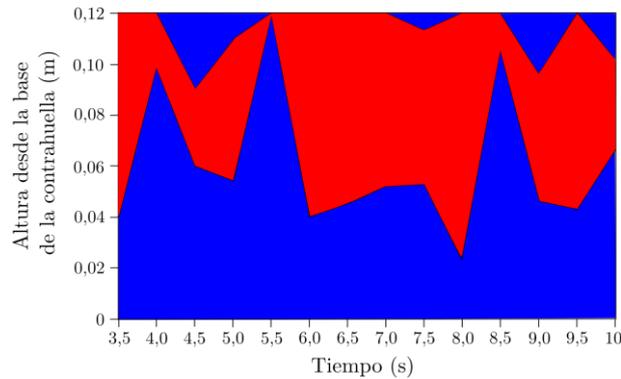


Figura 8. Ejemplo de evolución temporal de la zona de presiones negativas (en rojo) de la contrahuella. El eje vertical es la distancia a la base de la contrahuella. Se observa que la presión negativa se registra en la parte superior de la contrahuella, mientras que en la base es siempre positiva.

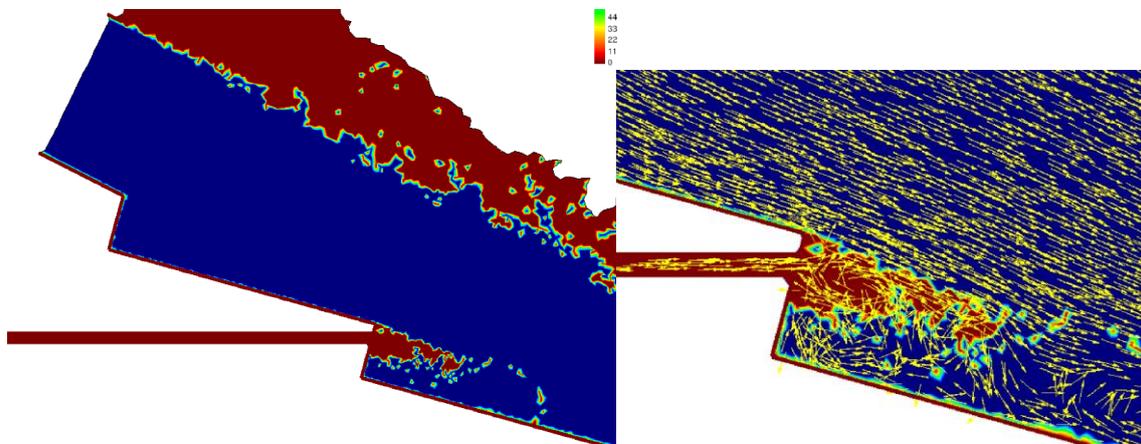


Figura 9. Funcionamiento esperado del orificio. La depresión que se produce tras el vértice del bloque por el paso del agua (en azul) succiona el aire (en rojo) y por tanto transmite la presión negativa a la base, mejorando la estabilidad del bloque.

3.4 Aliviaderos con cajeros altamente convergentes. Proyecto ALCON

Los aliviaderos con cajeros altamente convergentes son especialmente adecuados para el aumento de la capacidad de desagüe de presas de gravedad existentes. Tienen la particularidad de que la longitud del vertedero es sensiblemente mayor que el ancho del cuenco amortiguador. Para conducir el caudal vertido al cuenco, se disponen unos cajeros con fuerte convergencia.

Los aliviaderos con cajeros altamente convergentes ya han sido utilizados en varias presas tanto en España como en el resto del mundo. Sin embargo no existen referencias sobre criterios de diseño de carácter general para esta tipología, resulta complejo realizar un dimensionamiento inicial y se hace necesario realizar ensayos en modelo físico específicos en cada caso a la hora de proyectar un aliviadero de este tipo.

Con el objetivo de desarrollar criterios generales para establecer una metodología para el cálculo hidráulico y proyecto de este tipo de aliviaderos se está llevando a cabo el proyecto ALCON incluido en el Plan Nacional de Investigación Científica del Ministerio de Economía y Competitividad, en el que participan ALATEC, UPM Y CIMNE.

Como en otros proyectos, la planificación del proyecto ALCON prevé la ejecución en paralelo de ensayos en modelo físico y numérico, a cargo de la UPM y CIMNE respectivamente. Los objetivos de la campaña de

modelación numérica son: a) validar el modelo numérico, b) completar la información obtenida de los modelos físicos y c) comprobar el funcionamiento de diseños diferentes de los ensayados en laboratorio. El código de cálculo utilizado en este caso es Kratos.

3.4.1 Calibración

En una primera fase se ha calibrado el modelo mediante la reproducción de un ensayo en modelo físico sencillo. Se trata de un vertido sobre un vertedero con la forma de típica del aliviadero de una presa de gravedad, dispuesto sobre un canal rectangular de 30 cm de ancho. El calado aguas abajo se controla mediante la variación de la apertura de una compuerta, de modo que se fuerza la formación de un resalto hidráulico. Se registra el valor del calado aguas abajo que produce dicho resalto.

El procedimiento seguido es el siguiente:

1. Se ajusta la apertura de compuerta en el ensayo en laboratorio para forzar la formación de un resalto claro.
2. Se registra el calado aguas abajo producido por dicha apertura de compuerta.
3. Se impone el calado en el modelo numérico, y se observa el régimen de funcionamiento.



Figura 10. Resalto forzado en el modelo físico. El calado medio aguas abajo es de 8,0 cm (con fluctuaciones entre 7 y 9 cm)

La Figura 10 muestra una imagen del resalto hidráulico formado en el canal del laboratorio de la UPM. Para la formación del resalto de la imagen fue necesario un calado medio aguas abajo de 8,0 cm, con variación entre 7,0 y 9,0 aproximadamente. Las fluctuaciones y el hecho de que pequeñas variaciones de la apertura de compuerta hicieran modificar sensiblemente el régimen dan idea de la inestabilidad del fenómeno con las condiciones hidráulicas de entrada al cuenco disponibles en el canal de ensayo.

Al imponer en el modelo numérico un calado de 8,0 cm se produce un resalto desplazado hacia el pie de presa. Se tantearon por tanto valores más pequeños, registrándose un comportamiento similar al del laboratorio con un calado de 7,5 cm, como se muestra en la Figura 11.

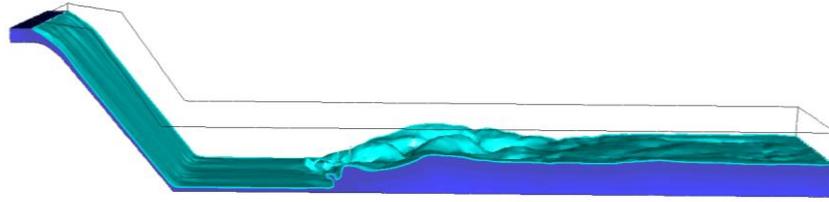


Figura 11. Resalto bien definido. Calado aguas abajo = 7,5 cm.

3.4.2 Campaña de modelación numérica

Se ha realizado una campaña de modelación numérica sobre un modelo base de aliviadero con cajeros altamente convergentes y diversas configuraciones del cuenco amortiguador, con los objetivos siguientes:

- Estudio del comportamiento del flujo de agua en las proximidades de los cajeros altamente convergentes y estudio del patrón de movimiento, con la posible formación de un flujo helicoidal.
- Estudio de los efectos del ángulo de convergencia de los cajeros en la disipación de energía producida en el cuenco amortiguador.
- Estudio de las dimensiones óptimas para un cuenco amortiguador alimentado por un aliviadero con cajeros altamente convergentes y su relación con las correspondientes en un aliviadero convencional.

En la actualidad, se están analizando los resultados y comparándolos con los obtenidos en los modelos físicos. A modo de ejemplo, la Figura 12 muestra una comparación entre dos configuraciones del cuenco. En una de ellas (izquierda) el bordillo dispuesto a la salida es insuficiente para conseguir la disipación de la energía, mientras que en la otra (derecha) se consigue una mayor disipación.

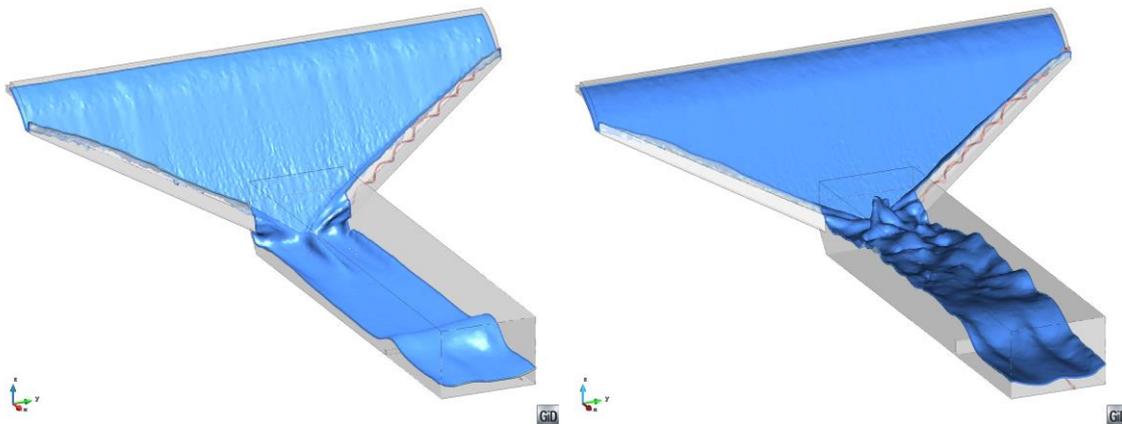


Figura 12. Funcionamiento del cuenco amortiguador de un aliviadero con cajeros altamente convergentes. Izquierda: el bordillo no tiene altura suficiente para crear el calado necesario para disipar suficientemente la energía. Derecha: caso contrario, con un bordillo de mayor altura. En ambos casos se observa la trayectoria helicoidal del movimiento en los cajeros laterales.

3.4.3 Herramienta de predimensionamiento

Uno de los objetivos del proyecto consiste en el desarrollo de una herramienta de cálculo numérico que permita un predimensionamiento del cuenco de este tipo de aliviaderos. El criterio fundamental para su elaboración es la

sencillez de manejo por parte del usuario, de modo que pueda ser utilizado sin necesidad de formación específica en métodos numéricos.

Se ha implementado un módulo de cálculo dentro del programa de pre y post proceso GiD [17]. Permite generar un modelo del cuenco introduciendo únicamente los parámetros geométricos que lo definen. El software impone automáticamente las condiciones de contorno e iniciales, ajusta un tamaño de malla conveniente en la mayoría de los casos, y fija el resto de parámetros del cálculo a valores adecuados. Se genera la malla de elementos finitos automáticamente, y se lanza el cálculo en Kratos (Figura 13). De este modo, se pueden tantear diferentes geometrías con agilidad. No obstante, el usuario interesado puede hacer uso de las opciones de personalización de GiD en lo que se refiere a la generación de la malla o modificación de la geometría, así como de otras opciones de Kratos.

Para permitir la generación automática del modelo, ha sido necesario simplificar la geometría del aliviadero, como se muestra en la Figura 14. Así, se considera únicamente el cuenco amortiguador y las entradas de caudal provenientes de las zonas central y laterales. El objetivo es el predimensionamiento del cuenco: ancho, longitud y calado conjugado necesario. La Figura 15 muestra una imagen del comportamiento del cuenco modelado con la geometría simplificada.

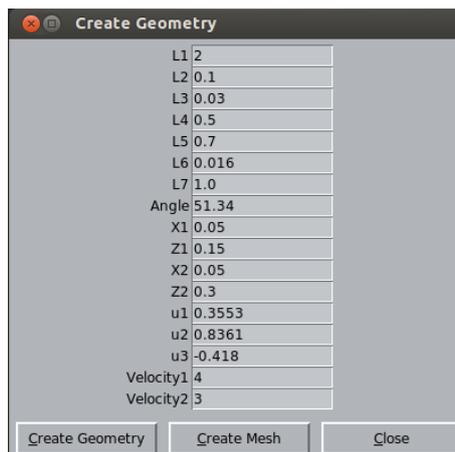


Figura 13. Ventana de entrada de datos de la herramienta de predimensionamiento. Los campos contienen las dimensiones del cuenco, el ángulo del canal de descarga, y los datos que definen las entradas de caudal (calado, módulo y dirección de la velocidad de entrada en los cajeros laterales).

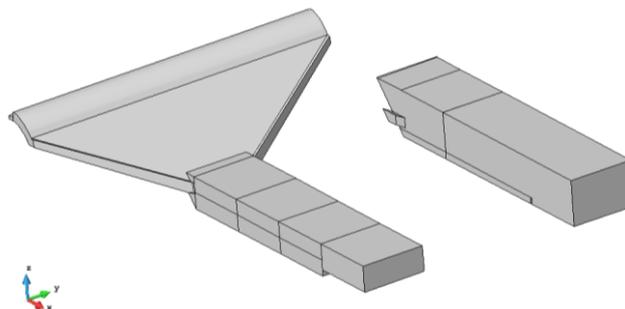


Figura 14. Comparación entre el modelo completo del aliviadero y el simplificado que genera la herramienta de predimensionamiento.

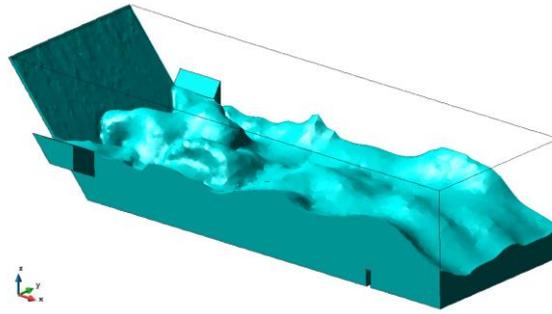


Figura 15. Caso de ejemplo calculado con la herramienta de predimensionamiento.

En la actualidad, se está elaborando un breve manual de usuario que describe el proceso de instalación e indica el significado de cada una de las variables de entrada. Además, se está trabajando en la elaboración de criterios para aproximar la velocidad de entrada del agua en los canales laterales en función de las características del aliviadero.

Cabe resaltar que la herramienta permite comprobar el funcionamiento de un cuenco de resalto convencional (recto), simplemente asignando un valor nulo a la velocidad de entrada de los cajeros laterales, de modo que la totalidad del caudal vertido entre en el cuenco por la zona frontal.

4. Resumen y conclusiones

Se han descrito brevemente algunas aplicaciones de los métodos numéricos en el ámbito de la seguridad de presas, tanto en el diseño como especialmente en proyectos de investigación. Actualmente, presentan limitaciones, como la dificultad para modelar completamente la interacción agua-aire, o el elevado coste computacional en casos complejos. Otros inconvenientes, como la necesidad de formación específica para su aplicación, se están intentando salvar con el desarrollo de herramientas sencillas como la descrita en el proyecto ALCON. No obstante lo anterior, los métodos numéricos son útiles como complemento a los ensayos en modelo físico, ya que:

- Permiten comprobar el funcionamiento de gran variedad de soluciones, previamente a su ensayo en laboratorio, de modo que se pueden descartar a priori las menos adecuadas.
- Aportan más información sobre el funcionamiento de las estructuras hidráulicas, por la posibilidad de registrar las variables relevantes (presión, velocidad) en cualquier punto del dominio. Con ello se puede completar lo observado en laboratorio, donde la instrumentación generalmente es limitada.
- Soslayan el problema del efecto de escala inherente a todos los modelos físicos a escala reducida.

Con ello se optimizan los recursos a emplear, tanto en el marco de proyectos de investigación como en el diseño de estructuras hidráulicas.

5. Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a Raimundo Lafuente, Director Técnico de la Confederación Hidrográfica del Ebro (CHE), por facilitar la información necesaria para la modelación del aliviadero de Itoiz; a Gonzalo Rabasa (CHE) y Francisco Riquelme (INHISA), por promover la modelación numérica del aliviadero de Oliana; a Luis Ruano, de PREHORQUISA, y Javier Caballero por su disposición a participar en proyectos de I+D.

Al Ministerio de Ciencia e Innovación por su apoyo en la financiación de los siguientes proyectos de investigación:

“ROTURA DEL ELEMENTO IMPERMEABLE DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS EN SITUACION DE SOBREVERTIDO Y ANÁLISIS DE PROTECCIONES COMBINANDO MODELACIÓN FÍSICA E INTELIGENCIA ARTIFICIAL” de código BIA2010-21350-C03-03, perteneciente a la convocatoria de 2010 del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, dentro del Subprograma de Proyectos de Investigación Fundamental No Orientada.

“DESARROLLO DE UN PROTOTIPO DE BLOQUE EN FORMA DE CUÑA Y DE LA METODOLOGÍA PARA SU USO COMO PROTECCIÓN FRENTE A LA EROSIÓN EN PRESAS O BALSAS DE MATERIALES SUELTOS” de código IPT-2011-0997-020000, perteneciente a la convocatoria de 2011 del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, dentro del Subprograma INNPACTO.

“DESARROLLO DE CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL INCREMENTO EN LA CAPACIDAD DE DESAGÜE EN PRESAS DE FÁBRICA MEDIANTE ALIVIADEROS CON CAJEROS ALTAMENTE CONVERGENTES” de código IPT-310000-2010-11, perteneciente a la convocatoria de 2010 del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, dentro del Subprograma INNPACTO.

“ESTUDIO DE LAS PRINCIPALES VARIABLES DE LAS VÁLVULAS DE ASIENTO PLANO Y PASO CIRCULAR” de código CIT-460000-2009-5, perteneciente a la convocatoria de 2009 del Programa Nacional de Investigación Aplicada, Subprograma de Investigación Aplicada Colaborativa.

6. Referencias

- [1] Osher, S. y Fedkiw, R. (2001), Level set methods: an overview and some recent results, *Journal of Computational Physics*, Vol. 169, pp. 463-502.
- [2] Kratos, Multiphysics opensource fem code. <http://www.cimne.com/kratos>.
- [3] Dadvand, P., Rossi, R. y Oñate, E. (2010). An object-oriented environment for developing finite element codes for multi-disciplinary applications. *Archives of Computational Methods in Engineering*. 2010. Vol. 17, 253-297.
- [4] Rossi, R., Larese, A., Dadvand, P., & Oñate, E. (2013). An efficient edge-based level set finite element method for free surface flow problems. *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 71:687-716.

- [5] Salazar, F., Morán, R., Rossi, R., & Oñate, E. (2013). Analysis of the discharge capacity of radial-gated spillways using CFD and ANN - Oliana Dam case study. *Journal of Hydraulic Research*, (ahead-of-print), 1-9. DOI: 10.1080/00221686.2012.755714
- [6] Idelsohn, S.R., Oñate, E., Del Pin, F. y Calvo, N. (2006) Fluid-structure interaction using the particle finite element method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195, pp. 2100-2123.
- [7] Oñate, E., Idelsohn, S.R., Del Pin, F. y Aubry, R. (2004). The particle finite element method: an overview. *International Journal on Computational Methods*. 1:267-307.
- [8] Oñate, E., Idelsohn, S.R., Celigueta, M.A., y Rossi, R. (2008). Advances in the particle finite element method for the analysis of fluid-multibody interaction and bed erosion in free surface flows. *Comp. Methods in Appl. Mech. And Eng.*, Vol. 197, 1777-1800
- [9] CEDEX. Ensayo en modelo reducido de la presa de Itoiz (1994). Informe final.
- [10]Larese, A. A coupled Eulerian-PFEM model for the simulation of overtopping in rockfill dams. *Phd thesis: Universitat Politècnica de Catalunya. UPC BarcelonaTech*, 2012. <http://hdl.handle.net/10803/108502>.
- [11]Larese, A.; Rossi, R.; Oñate, E. & Idelsohn, S. A coupled PFEM- Eulerian approach for the solution of porous FSI problems. *Computational Mechanics*, DOI: 10.1007/s00466-012-0768-9, 2012, 50 (6), 805-819
- [12]Larese, A.; Rossi, R. & Oñate, E. Theme B: simulation of the behavior of prototypes of rockfill dams during overtopping scenarios: seepage evolution and beginning of failure *Proceeding of the XI ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2011, ISBN: 978-84-695-1816-8
- [13]Larese, A.; Rossi, R. & Oñate, E. Coupling Eulerian and Lagrangian models to simulate seepage and evolution of failure in prototype rockfill dams *Proceeding of the XI ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2011, ISBN: 978-84-695-1816-8
- [14]Pozo, D., Salazar, F. y Toledo, M.Á. Modelación del funcionamiento hidráulico de los dispositivos de aireación de desagües de fondo de presas mediante el Método de Partículas y Elementos Finitos (PFEM). *Revista Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería* (aceptado).
- [15]Sharma, H.R. (1976). Air-Entrainment in High-Head Gated Conduits. *Journal of the Hydraulics Division*, 102(11), 1629-1646.
- [16]Frizell, K. H. (1997). Protecting embankment dams with concrete stepped overlays. *Hydro Review*, 16(5), 36-45.
- [17] GiD. The personal pre and post processor. www.gidhome.com

Interpretación de los datos de auscultación de presas por métodos no convencionales

*Miguel Ángel Toledo**, *Fernando Salazar***, *León Morera**, *Alfonso Roa**, *David Santillán**
y *Rafael Morán **

** Universidad Politécnica de Madrid*

*** Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)*

1. Sobre la complejidad del comportamiento del conjunto presa-cimiento

Todo profesional familiarizado con las presas conoce la dificultad de analizar su comportamiento, a veces sorprendente, con el grado de aproximación deseado. Esta dificultad emana de la complejidad de todos los elementos que afectan al modo en que la presa y el terreno de apoyo responden a las solicitaciones, y también a la complejidad de las propias solicitaciones. Muchas de las características del conjunto presa-terreno escapan a las posibilidades de modelación mediante los modelos disponibles de base teórica.

Basta fijarse en la realidad de un cimiento rocoso, con sus sistemas de diaclasas de espaciamiento, grado de apertura y relleno variable a lo largo y ancho de la cerrada. A veces incluso con distintas formaciones presentes en la cerrada y siempre con características cambiantes en profundidad. Incluso el hormigón de las presas de fábrica, considerado generalmente como un material de características conocidas y estables, presenta características diferentes en las distintas partes de cada uno de los bloques, ya que su edad es distinta, en función de su fecha de puesta en obra, y los materiales utilizados para su fabricación son similares sólo en una primera aproximación. También difieren las condiciones de puesta en obra de cada tongada, lo que afecta a las características del hormigón resultante. Es además conocido el efecto de endurecimiento del hormigón que se produce con el paso del tiempo. Los materiales naturales utilizados en las presas de materiales sueltos tienen características todavía mucho más cambiantes y comportamientos más complejos que el hormigón.

Si nos fijamos en las solicitaciones, destaca la complejidad de la solicitación térmica en las presas de fábrica. Durante la puesta en obra e inicio de la explotación de la presa el efecto del calor de fraguado, junto con las condiciones de puesta en obra y del resto de factores siempre implicados en la transmisión del calor, hace difícil conocer con buena aproximación la solicitación térmica. Incluso años después, durante la explotación ordinaria de la presa, la solicitación térmica se ve afectada por factores como las oscilaciones del nivel en el embalse, la orientación de la presa, el número de días de sol, la radiación solar del entorno o la velocidad del viento. En la Figura 1 puede apreciarse la importancia del efecto de la orientación.

Por otra parte, la respuesta de la presa y el terreno al cambio de las solicitaciones es siempre diferida. Este retardo de la respuesta es evidente en el caso de la solicitación térmica, pues la inercia térmica de la presa es enorme, pero tampoco es instantánea la respuesta a cambios en el nivel del embalse. Además, el conjunto presa-

terreno es un sistema dinámico, en continuo cambio. Las diaclasas se van colmatando a lo largo del tiempo o su relleno puede ser arrastrado por el agua. Los sucesivos ciclos de llenado y vaciado del embalse modifican la deformabilidad del terreno con un cierto efecto de histéresis y esto afecta también a las tensiones y deformaciones de la presa. El conjunto presa-terreno evoluciona como un ser vivo a lo largo de todo el período de explotación. El cambio es generalmente lento y esto dificulta su percepción, pero los cambios de comportamiento pueden ser muy significativos en algunos casos.

Puede argumentarse que cualquier elemento o sistema, analizado con la profundidad necesaria, acaba por presentar un comportamiento complejo, porque así es la realidad. Los modelos introducen las simplificaciones necesarias en el elemento o sistema a estudiar para cumplir un determinado objetivo. La función de un modelo no es representar la realidad del objeto de estudio, sino simplificarlo de modo que esas simplificaciones permitan su análisis con una finalidad concreta. Si el modelo permite cumplir con su finalidad, el modelo resulta útil, con independencia de que la aproximación al objeto de estudio real sea mayor o menor. El campo de la ingeniería de presas tiene una larga tradición en el uso de modelos cuya finalidad es el diseño. Hay numerosos modelos numéricos, a veces de gran simplicidad, que han demostrado su utilidad para diseñar presas. Los modelos físicos a escala reducida, a pesar del inevitable efecto de escala, también han demostrado su utilidad para el diseño de aliviaderos y desagües. Para diseñar no es necesario conocer el comportamiento real, ni siquiera estar próximos a él, ya que el coeficiente de seguridad proporciona el margen necesario para que el diseño funcione a pesar de que el conocimiento sea sólo aproximado, a veces bastante alejado de la realidad.

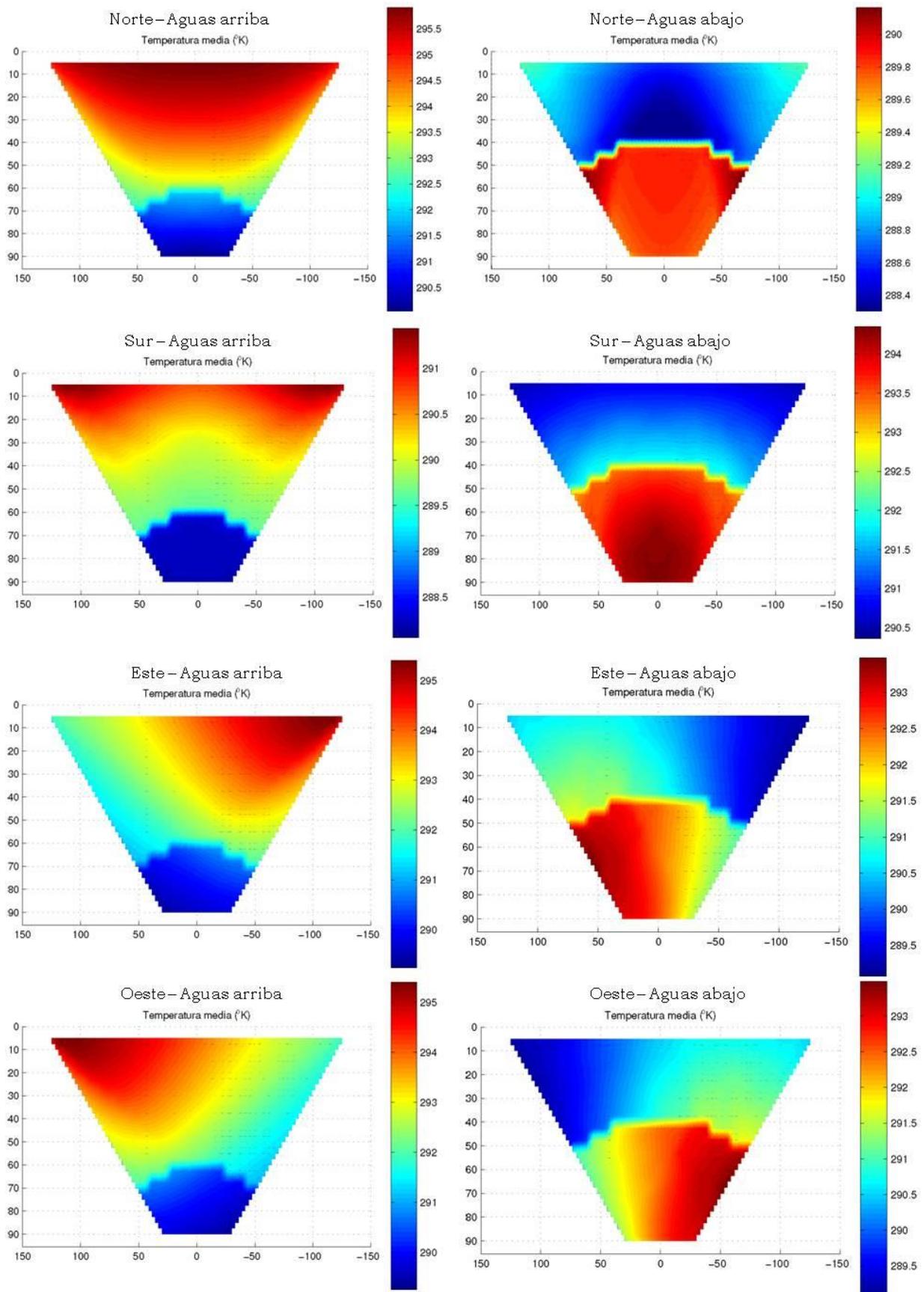


Figura 1. Distribución de las temperaturas medias en ambos paramentos de una presa bóveda para distintas orientaciones (direcciones hacia las que mira el paramento de aguas abajo).(Fuente: Santillán, 2013)

El análisis de la seguridad de una presa presenta características propias que lo diferencian del diseño. Cuando el explotador de una presa tiene que decidir, ante una incidencia o irregularidad de comportamiento, si comunica que hay riesgo de rotura de la presa, lo que implicará en muchas ocasiones la evacuación de poblaciones, necesita conocer con tanta aproximación como sea posible el comportamiento real de la presa. Lo mismo le sucede al propietario de un parque presístico, cuando tiene que decidir a qué presa o presas destina el presupuesto disponible para reparaciones, pues debe atender primero aquéllas que presentan un mayor riesgo real de avería o rotura. El análisis de la seguridad de una presa entra dentro del campo de los que han dado en llamarse *problemas del mundo real*, que escapan a la modelación teórica basada en las leyes de la física y deben analizarse a partir de los datos disponibles sobre su comportamiento. En las presas, la mayor parte de estos datos se obtiene mediante el sistema de auscultación.

2. Panorama actual

La finalidad principal del sistema de auscultación de una presa es evitar que llegue a producirse un accidente con consecuencias graves para la seguridad y bienes de la población asentada aguas abajo de la presa y también de su propietario. La idea esencial es que cualquier anomalía de comportamiento debe ser detectada en su inicio y con tiempo suficiente para evaluar su gravedad y posibles consecuencias y para, en caso de resultar necesario, tomar las medidas preventivas o correctoras necesarias. Si la anomalía no se detecta con tiempo suficiente, el papel de los datos de auscultación queda reducido a facilitar el análisis forense, que no es poco pero no es la finalidad principal.

Para el análisis del comportamiento de la presa y la detección de anomalías puede contarse con los datos de auscultación, además de la experiencia del profesional o profesionales encargados de su interpretación o de un modelo numérico de base física. Los sistemas de auscultación son muy dispares en su configuración, magnitud y fiabilidad. En las presas importantes los datos recogidos suelen ser abundantes en número, y siempre la bondad de los registros debe estar sometida a contraste, pues cualquier defecto de instalación o manipulación posterior puede causar que los registros sean incorrectos. La abundancia de los datos y la existencia de registros incorrectos o poco precisos, unida a la complejidad del comportamiento de la presa, hace difícil y costosa la interpretación por métodos convencionales. Ello ha llevado a un cierto descrédito de los datos de auscultación y su utilidad entre algunos profesionales del sector, algunos de ellos muy experimentados.

Entre los métodos convencionales de interpretación de los datos de auscultación, el más básico, que podemos denominar *método gráfico* y está ampliamente extendido, consiste en la representación de la evolución temporal comparada de distintas magnitudes, y de la relación entre variables, generalmente un parámetro de respuesta (como el movimiento medido en un péndulo) en función de otro causal (como el nivel de embalse). El *método gráfico* es interesante, pues permite detectar anomalías de un solo vistazo, pero la anomalía tiene que ser evidente para que la mera observación de los gráficos permita su detección. No obstante, los gráficos de evolución temporal y de relación entre variables permiten dar una idea intuitiva de cómo funciona la presa y ofrecen información importante que puede ser interpretada por un profesional experimentado. Naturalmente, los gráficos de relación entre variables quedan limitados a las posibilidades de una representación bidimensional, lo que deja fuera de este método numerosas relaciones.

El *método estadístico convencional*, que siempre va acompañado del método gráfico, permite cuantificar las relaciones entre parámetros, sin estar sujeto a las restricciones de una representación 2D, y constituye un modelo predictivo causal. El establecimiento de leyes de tipo estadístico entre *variables causales* (como el nivel de embalse o la temperatura) y *variables de respuesta* (como el caudal de filtración medido en un aforador o la deformación registrada por un extensómetro) permite obtener una fórmula para predecir el valor esperable de la variable respuesta en función de las variables causales. Además proporciona una medida sobre la bondad de la predicción (por ejemplo, el error cuadrático medio). No es un requisito del método que la relación deba establecerse entre variables causales y variables de respuesta, pero de hecho este es el esquema que se repite en cada modelo estadístico convencional. En la mente del ingeniero la causalidad está muy arraigada, y tiende a establecer en cualquier fenómeno relaciones entre las causas y sus consecuencias o efectos.

Para establecer las leyes estadísticas entre variables causales y variables de respuesta mediante los métodos estadísticos convencionales utilizados, es necesario hacer una hipótesis previa respecto de la naturaleza de la relación. Si se realiza una regresión lineal, se está asumiendo *a priori* que la relación entre las variables es lineal. Con frecuencia se hace la hipótesis, con mayor o menor fundamento según el caso, de que la respuesta viene dada por una combinación lineal de un determinado tipo de función, denominada *predictor*. Los coeficientes de la combinación lineal se determinan mediante un análisis de regresión lineal múltiple. En cierto modo podemos decir que este método *fuerza* a los datos a adaptarse a un tipo de relación preestablecido, aunque cabe esperar que en ocasiones la complejidad de la relación haga difícil o imposible conocer la verdadera naturaleza de la relación. Las posibilidades de los modelos estadísticos son inmensas pero en gran medida inexploradas todavía en el campo de la interpretación de los datos de auscultación de presas. Por otra parte, muchos de los modelos que se presentan bajo nombres específicos son en realidad modelos de tipo estadístico.

Las presas más importantes pueden disponer de un *modelo numérico de base física* del comportamiento tenso-deformacional, típicamente un modelo de elementos finitos o similar. Ya se comentó que la complejidad del comportamiento real de la presa y las propias limitaciones del sistema de auscultación dificultan que el ajuste entre el modelo y los datos registrados sea bueno en general. A pesar de ello, este tipo de modelos puede resultar de enorme utilidad para el explotador de la presa. Al ser modelos de base física, pueden proporcionar las *funciones predictoras* antes mencionadas para su uso en un *modelo estadístico convencional*. Un modelo numérico de base física puede ser útil para el análisis de las posibles causas de una anomalía detectada al interpretar los datos de auscultación, ya que permite simular el comportamiento de la presa en distintos escenarios. La calibración del modelo a partir de los datos registrados por el sistema de auscultación es esencial para que el ajuste sea el mejor posible. Cabe esperar que en el futuro próximo se produzcan avances en los procedimientos de calibración y en la capacidad y velocidad de computación que permitan introducir en los modelos de base física complejidades que habitualmente no se tienen en cuenta, como la variabilidad de la deformabilidad del material en las distintas zonas de la presa y su cimientto. Por otra parte, los modelos basados en datos funcionan bien en el rango en el que se dispone de datos suficientes, pero generalmente funcionan mal fuera de él, de modo que los modelos numéricos de base física resultan imprescindibles para el análisis de las situaciones extraordinarias. Finalmente, no hay que olvidar que durante la fase crítica de primer llenado del embalse, que supone la puesta en carga, apenas se dispone de datos registrados por el sistema de auscultación, por lo que los métodos basados en ellos resultan ineficaces en el momento más comprometido y el modelo numérico de base física puede ser casi el único apoyo.

Durante el primer llenado todavía no se tienen datos suficientes para conocer el comportamiento normal de la presa, y el modelo numérico de base física puede proporcionar una estimación de las variables de respuesta en función de las variables causales. No obstante, hay que tener en cuenta que este modelo aún no estará calibrado o lo estará de forma imperfecta con los datos de la fase inicial de llenado. Así se presenta el difícil problema de los *umbrales de alarma* en fase de primer llenado. El razonamiento subyacente parece ser el siguiente: para unos ciertos valores de las variables causales (básicamente las solicitaciones, aunque no exclusivamente), el valor de cada variable de respuesta debe estar en un *rango de respuesta normal*; si el valor se sale del rango esto se considera una *anomalía* de comportamiento que exige un análisis y en algunos casos una actuación. Frente a este planteamiento, que es razonable, cabe hacer alguna reflexión. El rango de respuesta normal, comoquiera que se defina, es desconocido en fase de primer llenado, pues la complejidad de comportamiento del conjunto presa-terreno impide su establecimiento *a priori* con un margen de error aceptable y útil. Para llenar este hueco se puede disponer del modelo numérico de base física y de la experiencia relativa a presas similares. Ambas fuentes deben complementarse, pues el modelo es específico de la presa pero aún no está calibrado y escapan a él diversas complejidades *del mundo real*, y los datos de presas similares se refieren a presas distintas de la presa en estudio, con semejanzas y diferencias. El estudio de un parque presístico suficientemente amplio podría permitir ahondar en el concepto de *semejanza de presas* y definir criterios cuantitativos fundamentados para el establecimiento de los umbrales de alarma con base en las medidas tomadas en presas reales, pero teniendo en cuenta las características particulares de la presa en estudio.

3. El conjunto presa-cimiento como sistema complejo

Ya se comentó la complejidad del comportamiento de las presas. Los sistemas complejos se caracterizan por la presencia de *propiedades emergentes*, que sólo pueden comprenderse a la luz de las relaciones entre los distintos elementos que conforman el sistema, y que es imposible comprender mediante división del sistema en elementos independientes que se analicen de forma separada (visión reduccionista). El enfoque sistémico o visión de red, frente al enfoque reduccionista, tiene en cuenta las relaciones entre todos los elementos del sistema como factor esencial para la comprensión del sistema en su conjunto. Pero si el conjunto presa-cimiento puede entenderse como un sistema, ¿cuáles son los elementos que lo componen? Una presa no es como un mecano, que pueda descomponerse en piezas sueltas, ni como una red de líneas aéreas, en la que las ciudades (elementos) están relacionados o conectados por los vuelos que van de una ciudad a otra (relaciones o conexiones entre elementos). La cuestión anterior se vuelve sencilla si consideramos que el comportamiento de la presa queda expresado a través del sistema de auscultación, de modo que estudiando el sistema de auscultación podremos comprender el comportamiento de la presa. La complejidad del comportamiento del conjunto presa-terreno queda patente a través de la relación existente entre las series de registros de los instrumentos del sistema de auscultación. Así pues, los *elementos* de nuestro sistema son las *series temporales de registros* y las *conexiones o relaciones* entre elementos vienen dadas por las *relaciones de dependencia* entre dichas series. Hay que resaltar que las relaciones no tienen por qué ser de causa a efecto. De hecho la mayor parte de las relaciones no lo son. La relación de dependencia entre las lecturas de dos estaciones de un mismo péndulo no es causal, y sin embargo es muy intensa.

Una vez establecida la configuración del enfoque sistémico para el análisis del comportamiento de una presa a través del tratamiento de sus datos de auscultación es posible utilizar técnicas desarrolladas en diversos campos como el de la inteligencia artificial, los sistemas expertos o en general la minería de datos, y por supuesto también los desarrollados en el campo de la estadística. Entre estas técnicas, que son muy numerosas, se encuentran las *redes bayesianas*, las *redes neuronales* y las *redes complejas*, que trataremos aquí junto con los *bosques aleatorios*. A pesar del nombre a veces intimidatorio, la idea que subyace en cada una de estas técnicas es sencilla. Ninguna de ellas constituye una solución milagrosa, pero la combinación de las técnicas convencionales con técnicas novedosas puede resultar muy potente. Hay que aclarar que las técnicas que aquí denominamos novedosas lo son en la interpretación de datos de auscultación de presas, pero todas ellas han sido ya aplicadas con éxito a diferentes campos del conocimiento. Contrariamente a lo que pudiera esperarse, una de las ventajas de algunas de estas técnicas es la simplicidad de planteamiento y uso. A continuación se destaca el fundamento y algunas aplicaciones de cada una de las técnicas antes mencionadas.

4. Redes complejas

La *teoría de redes complejas* se ha aplicado fundamentalmente a campos del conocimiento en los que resulta evidente la imposibilidad de modelar el fenómeno en estudio mediante modelos de base física, como la sociología o la biología. El fundamento es sencillo: el sistema queda definido por una serie de elementos (nudos) conectados por algún tipo de relación (arista, conexión o relación). Así se ha estudiado la propagación de las noticias en una red social o la de virus informáticos en internet. El conjunto de conexiones entre los nudos queda recogido en una matriz cuadrada, denominada *matriz de adyacencia*. Si el elemento a_{ij} de la matriz es nulo, eso indica que los elementos i y j del sistema no están relacionados o conectados. Si existe relación, dicho elemento será la unidad o bien un número o peso que expresa la intensidad de la conexión. En el segundo caso la red se denomina *ponderada*. La distribución de las conexiones permite caracterizar el tipo de red, y cada tipo de red tiene unas propiedades como tal, que son propiedades emergentes. Resulta fácil medir la importancia o *centralidad* de cada uno de los elementos (nudo) en el conjunto del sistema. Todo ello se basa en el álgebra matricial y la *teoría de grafos*, ya que el sistema puede representarse mediante un conjunto de círculos, que representan los elementos, unidos mediante líneas que representan las conexiones o relaciones. Esta representación se denomina *grafo*.

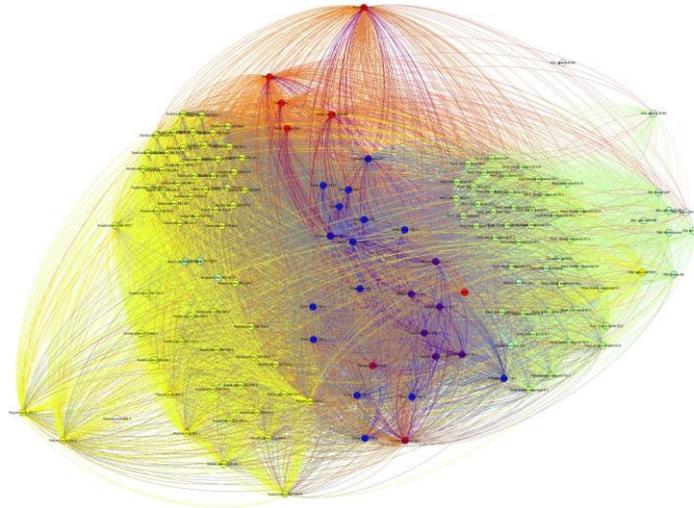


Figura 2. Ejemplo de grafo que representa las relaciones entre series registradas en una presa bóveda

Comenzamos presentando esta técnica porque la representación del sistema complejo presa-cimiento a través del sistema de auscultación mediante el grafo correspondiente permite tener una idea de conjunto que puede facilitar el análisis. Como hemos visto antes, los elementos del sistema son las series de registros realizadas a lo largo del tiempo. Hay que definir el criterio para cuantificar la relación entre dos series (peso en una red ponderada). Aunque las posibilidades son diversas, como una de las opciones más evidentes se ha considerado el *coeficiente de determinación* (R^2) que mide la bondad del ajuste de una función que relaciona los valores de ambas series (X e Y):

$$R^2 = \frac{\sum_i (f_i - \bar{y})^2}{\sum_i (y_i - \bar{y})^2}$$

donde f_i es el valor predicho por la función ajustada para el valor x_i , e \bar{y} es la media de los registros de la variable y . El valor de este coeficiente está comprendido entre 0 y 1, de manera que cuanto más próximo a la unidad se encuentre, mejor será el ajuste conseguido por la función. Así, la relación entre las series se considera máxima si $R^2=1$ y mínima si $R^2=0$. Naturalmente, la relación entre dos series cualesquiera, si existe, no tiene por qué ser lineal. Por eso se ha definido un listado de funciones de ajuste, y se considera como peso de la conexión el R^2 de la función que proporcione un valor mayor, y por tanto un mejor ajuste. Esta operación se repite para todas las parejas de nudos de la red y así se obtiene la matriz de adyacencia que define el sistema. Existen diversos algoritmos que permiten obtener el grafo correspondiente a partir de la matriz de adyacencia.

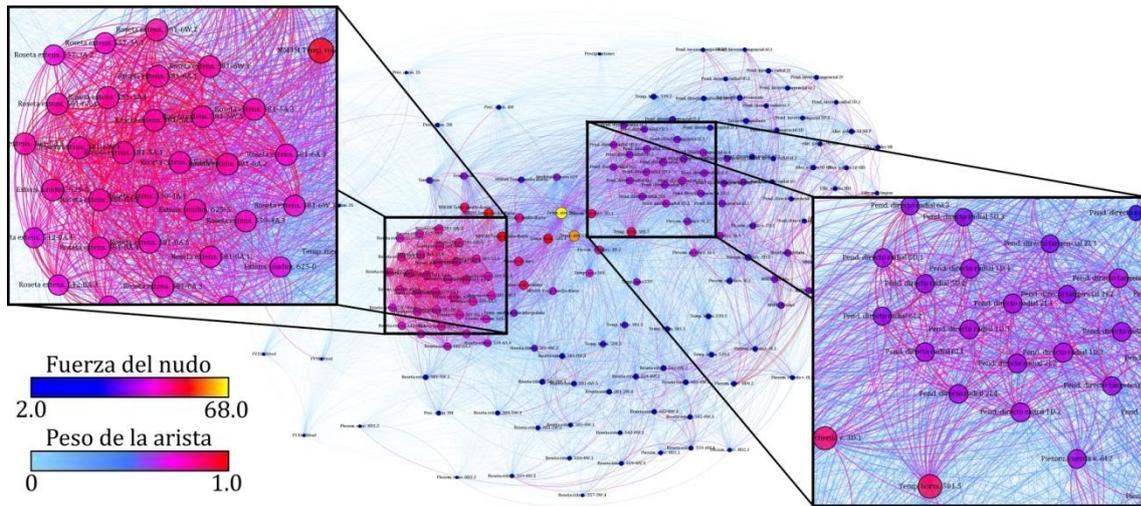


Figura 3. Grafo de la red compleja resultante del análisis de 163 series de registros de una presa bóveda. Los recuadros muestran el detalle de algunas agrupaciones de aparatos y series intensamente interconectadas

Son especialmente interesantes las representaciones en que el tamaño de cada nudo es mayor si el nudo tiene una mayor importancia en la red de acuerdo con algún tipo de medida de *centralidad*, y el grosor de las aristas de conexión resulta indicativo de la intensidad de la relación. Además, los elementos más relacionados se sitúan más próximos, quedando agrupados en familias o *clusters*. Los grafos de este tipo proporcionan una imagen global del sistema de auscultación muy descriptiva que puede facilitar su interpretación en combinación con otros métodos de análisis. La topología definida puede entenderse como un mapa que destaca la interrelación entre los distintos elementos del sistema, poniendo de manifiesto relaciones existentes entre sus distintas partes, a veces insospechadas.

Se comentó antes que la respuesta de la presa a los cambios de las solicitaciones no es inmediata. Esta complejidad puede introducirse en la red añadiendo variables que podemos denominar *variables de inercia*: medias móviles o velocidades de variación de las variables causales, típicamente el nivel del embalse y la temperatura ambiente. Se puede observar cómo en una presa bóveda la intensidad de la conexión del movimiento en un péndulo con una media móvil de la temperatura correspondiente a un período de de dos o tres meses es mucho mayor que la intensidad de la conexión con el valor diario de la temperatura, como cabía esperar. El sistema facilita el análisis de la inercia de la respuesta mediante la introducción de diversas variables de inercia y el análisis de la intensidad de las conexiones resultantes.

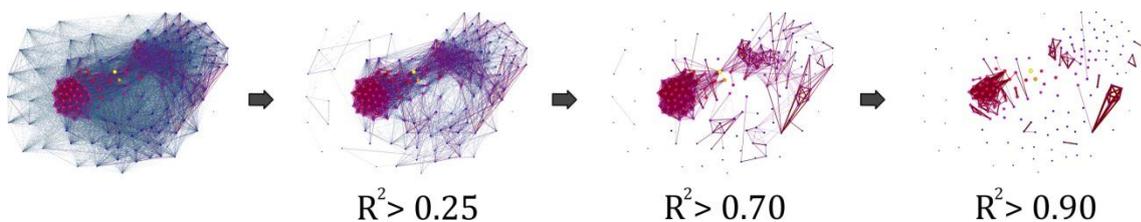


Figura 4. Apariencia de la red completa (izquierda) que representa el sistema de auscultación de una presa bóveda, y de la red filtrada para diferentes valores del coeficiente de determinación. Las redes filtradas mantienen las conexiones de mayor intensidad

La evolución temporal del comportamiento del conjunto presa-cimiento constituye otra complejidad que debe tenerse en cuenta. Puede abordarse su consideración inicial del modo más sencillo introduciendo *variables evolutivas*, como el año, el número de día contado secuencialmente desde el inicio de los registros o el número de ciclo de llenado o vaciado del embalse. Se ha observado que la intensidad de la conexión (recordemos que viene dada simplemente por el coeficiente de determinación) del número de día con una serie o nudo del sistema resulta indicativa de la importancia de la *deriva* temporal. Esta deriva, una vez identificada, puede estudiarse por otros procedimientos.

En primera instancia los modelos de redes complejas no son más que mapas de relaciones que sirven de base para el análisis posterior mediante técnicas diversas bajo la mirada atenta de un profesional experimentado. No obstante, los modelos de redes complejas pueden servir de base topológica para la definición de modelos predictivos, basados en métodos estadísticos o de redes neuronales, por ejemplo.

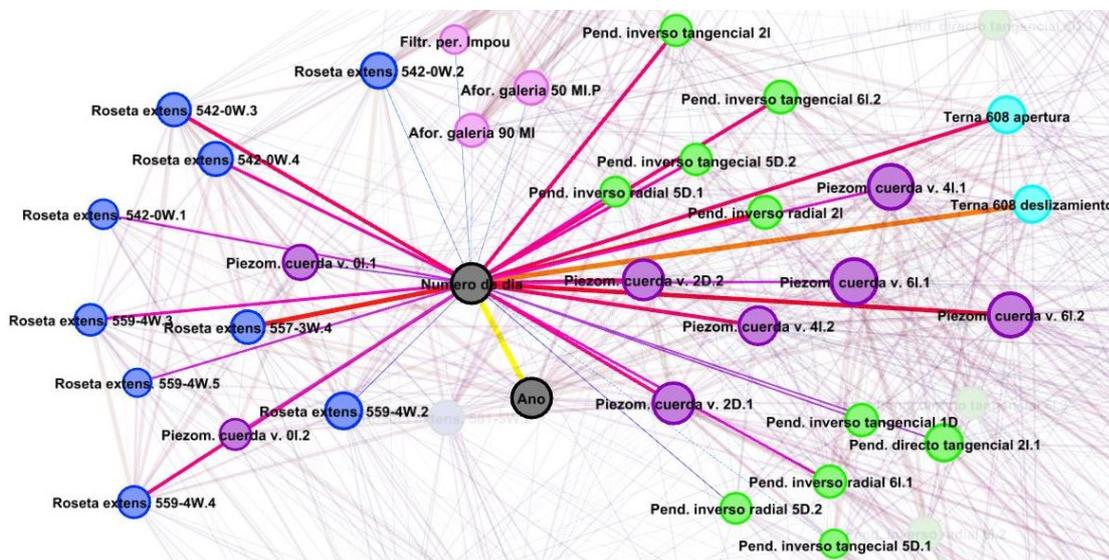


Figura 5: Detalle de las conexiones del elemento/serie "número de día" con diversos elementos/series. El "número de día" indica simplemente la posición absoluta de cada día en la serie total de registros. La intensidad de la conexión con esta serie es indicativa de la magnitud de la deriva temporal de la serie correspondiente. La intensidad de la conexión está relacionada con el grosor y el color de la arista de conexión. La representación gráfica facilita el análisis conjunto, poniendo de manifiesto semejanzas y diferencias entre instrumentos del mismo tipo y de unos tipos con otros

5. Redes neuronales

Los modelos de redes neuronales se desarrollaron dentro del campo de la inteligencia artificial, si bien simultáneamente se desarrolló también en el campo de la estadística otra técnica cuya idea central es básicamente la misma: extraer relaciones lineales de las variables de entrada al modelo y modelar los resultados como una función no lineal de ellas. Por tanto, una característica importante de esta técnica es que permite detectar relaciones no lineales entre las variables de entrada y las variables de salida del modelo. Así, la técnica de RRNN queda emparentada con la técnica de regresión no lineal múltiple. Su potencia y simplicidad de uso ha llevado a su utilización en multitud de disciplinas, incluida la ingeniería civil, con algunas aplicaciones a la ingeniería de presas.

Se trata de un modelo matemático inspirado en el funcionamiento del cerebro de los animales. Un modelo de RRNN está formado por un conjunto de unidades de procesamiento denominadas neuronas que trabajan en paralelo y realizan operaciones matemáticas sencillas. Las neuronas se organizan en capas, están interconectadas entre sí y son capaces de aprender, adaptarse y generar soluciones a partir de un conjunto de datos de entrenamiento. Existen una gran variedad de modelos de RRNN en función de la estructura de la red. El más extendido como modelo de predicción de comportamiento es el perceptrón multicapa. Se trata de un modelo neuronal unidireccional compuesto por un mínimo de tres capas de neuronas: una capa de entrada, una capa de salida y una o varias capas ocultas. En la figura 6 se representa un perceptrón con una capa oculta. Las variables de entrada en este ejemplo quedan integradas en el vector $\mathbf{X} = [x_1, x_2]$ de dos componentes (por ejemplo, x_1 podría ser la temperatura ambiente y x_2 el nivel de agua en el embalse) y la variable de salida, única en este caso, es $\mathbf{Y} = [y_1]$; podría tratarse, por ejemplo, del caudal de filtración registrado en un aforador. Los círculos representan las neuronas y las líneas la interconexión entre ellas. Cada neurona está conectada a todas las situadas en la capa siguiente. La fuerza de la conexión está cuantificada por un valor, denominado peso, ponderándose así la información que se transmite de una neurona a otra.

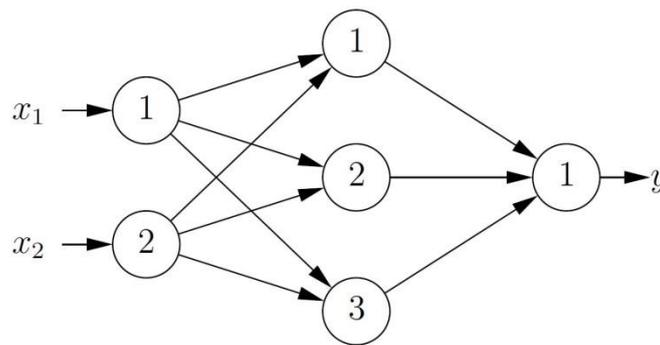


Figura 6. Perceptrón multicapa

En consecuencia, la entrada total a una neurona es la suma de sus entradas multiplicada cada una de ellas por el peso de la conexión entre la neurona origen de la información y la neurona destino, menos una cantidad denominada *sesgo*. La entrada total a la neurona es el argumento de una función sencilla (como una función lineal o sigmoideal) cuyo resultado es la salida de la neurona. El entrenamiento de la red neuronal, equivalente a la calibración de un modelo, consiste en determinar los pesos y sesgos que proporcionan el mejor ajuste. Para ello es necesario disponer de un conjunto de datos (entradas y salidas del modelo) suficientemente amplio.

Al entrenar un modelo de redes neuronales se procede de forma semejante a como se ajusta cualquier otro modelo similar: el modelo se entrena con un conjunto de datos extraído del total de datos disponibles (datos de entrenamiento), mientras que el resto se reserva para comprobar la capacidad predictiva del modelo una vez entrenado, y por tanto determinados sus pesos y sesgos (datos de validación).

En el marco del proyecto de investigación SEPRISIS, desarrollado por CIMNE, Ofiteco y la UPM (SERPA, subgrupo del Grupo de Hidroinformática y Gestión del Agua), se aplicaron técnicas de redes neuronales para modelar las filtraciones y los movimientos de los péndulos de una presa bóveda, a partir de los datos de un caso piloto. La respuesta del sistema en filtraciones a los cambios de las variables (fundamentalmente el nivel de

embalse) resulta de una gran complejidad. En la figura 7 se muestra el resultado proporcionado por el modelo de redes neuronales al considerar el descenso y el aumento del nivel del embalse a lo largo de un período de cinco meses con distintas velocidades de variación del nivel del embalse. Puede verse cómo la red ha captado la influencia de dicha velocidad en el caudal de filtración, con un curioso efecto de inercia y rebote para niveles ascendentes, más acusado cuando la velocidad es mayor. En la figura 8 puede verse un efecto parecido con datos registrados en un aforador y su modelación con la red neuronal.

Para la modelación de los movimientos registrados en los péndulos se plantearon diversos tipos de modelos, desde *modelos simples*, cuyas entradas quedaban reducidas al nivel de embalse y la temperatura, representada mediante una media móvil para tener en cuenta el fuerte efecto de la inercia térmica, hasta *modelos completos* que incorporaban gran número de variables. Los mejores resultados para el péndulo analizado se obtuvieron utilizando la media móvil de tres meses, lo que sugiere que considerar medias mensuales de temperatura en fase de diseño puede resultar inexacto. También se plantearon *modelos de corto plazo*, que incorporaban como entradas al modelo los registros de movimientos en los días anteriores al de la predicción. Lógicamente estos modelos incrementan enormemente la precisión de la predicción respecto de los modelos tradicionales, como puede verse en la figura 9, a costa de la necesidad de realizar un entrenamiento diario. Pueden resultar útiles para detectar el inicio de averías, pues pequeñas desviaciones respecto del valor pronosticado por el modelo serán indicativas de una anomalía, dada la gran precisión del modelo. En cambio, este tipo de modelos resultará inútil para la detección de variaciones progresivas del sistema, como las derivas temporales, ya que el propio modelo irá adaptándose día a día.

Hay que destacar que todos los modelos desarrollados en el marco del proyecto SEPRISIS fueron causales, es decir, las entradas al modelo eran variables causales, como el nivel, la temperatura ambiente o medias móviles o velocidades de variación de ambas, y las salidas del modelo eran variables de respuesta del sistema, como filtraciones o movimientos.

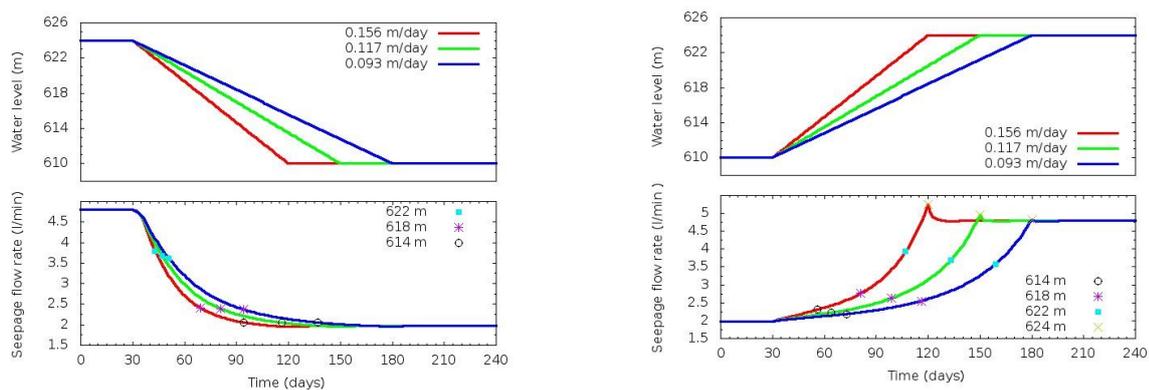


Figura 7. Resultado proporcionado por un modelo de redes neuronales al considerar el descenso y el aumento del nivel del embalse a lo largo de un período de cinco meses con distintas velocidades de variación del nivel del embalse

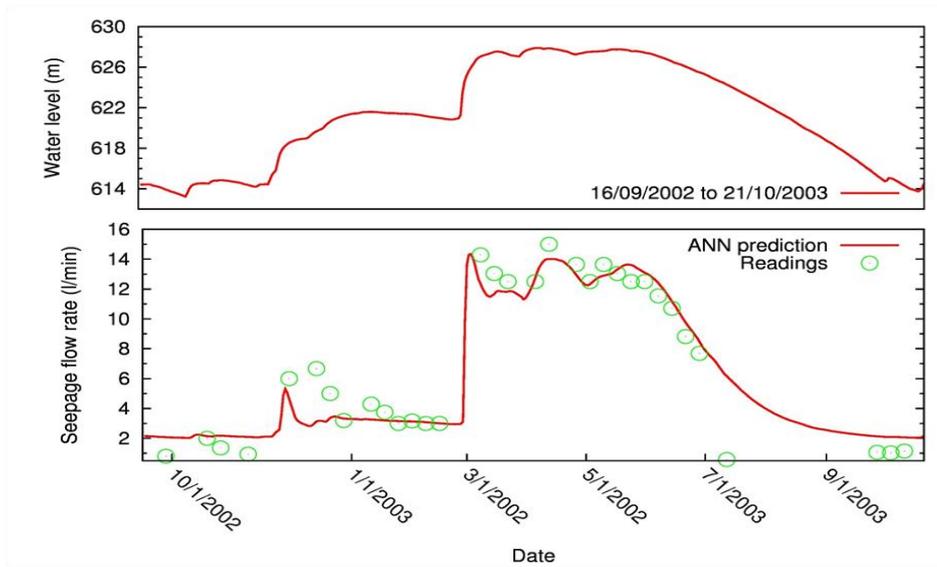


Figura 8. Datos registrados en un aforador y su modelación mediante una red neuronal, que parece haber capturado el comportamiento complejo con efecto de "rebote" después de un ascenso de nivel prolongado

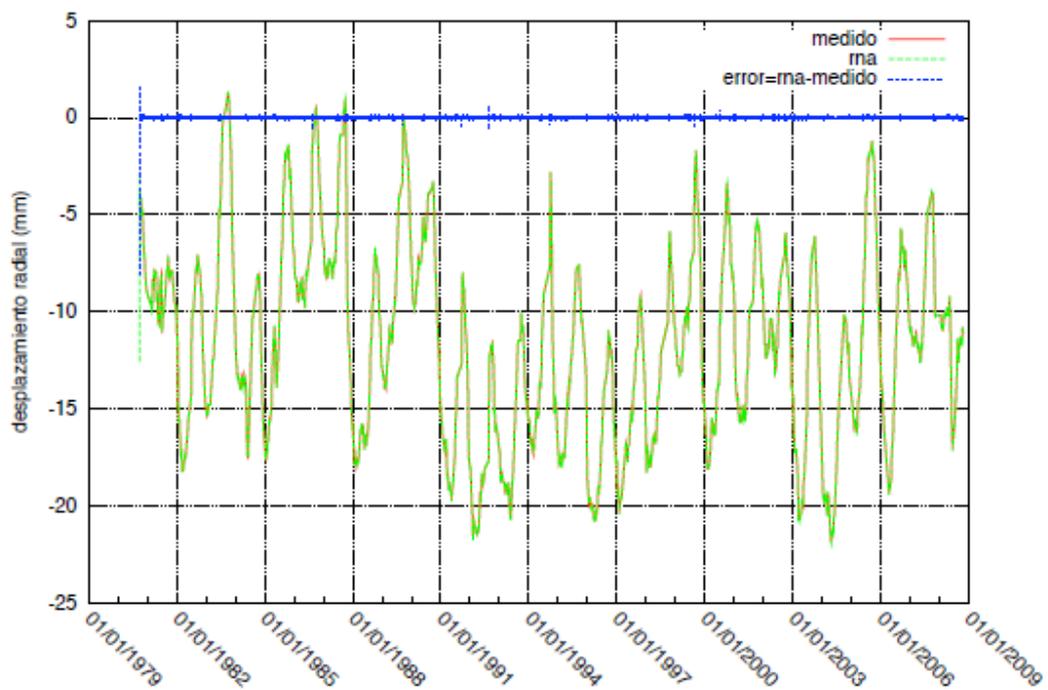


Figura 9. Serie de datos registrados de movimientos en una estación de un péndulo, y de los datos pronosticados por una red neuronal de corto plazo. Puede observarse que el error, mostrado en color azul, es mínimo, lo que facilitaría la detección del inicio de una anomalía

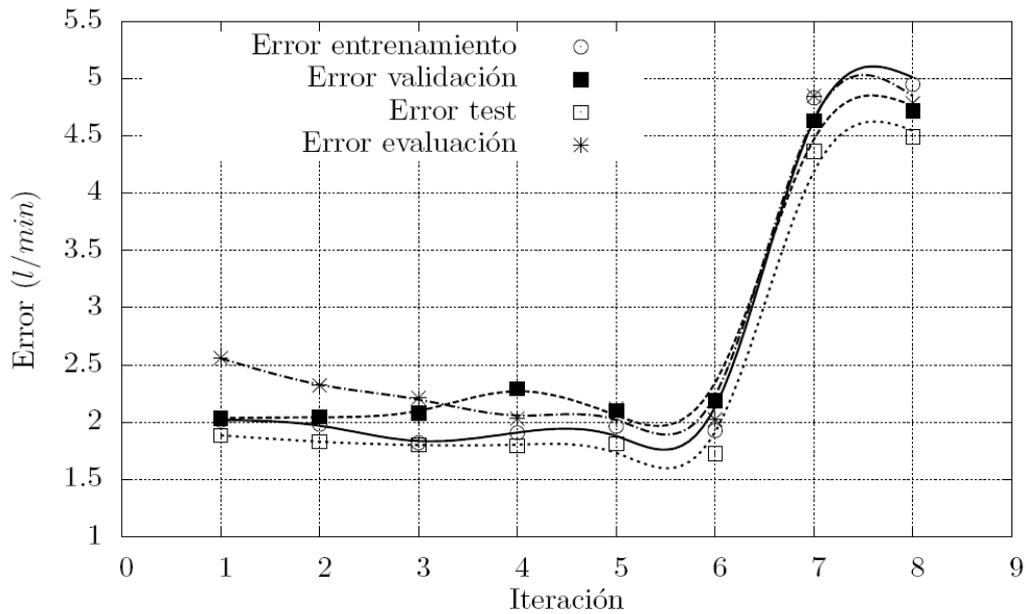


Figura 10. Las redes neuronales pueden también utilizarse para analizar la influencia de diversas magnitudes sobre una variable objetivo. La figura representa la evolución del error en la predicción del caudal registrado en un aforador durante el proceso de descarte de variables realizado por un algoritmo desarrollado para mantener únicamente las variables que afectan significativamente al ajuste de la predicción. En cada iteración se descarta una variable de las candidatas seleccionadas a priori, con variables de inercia de diversos períodos incluidas. Puede verse cómo en la iteración 7 el error aumenta de forma muy significativa, lo que indica que la última variable descartada debe mantenerse. El análisis de las variables mantenidas puede esclarecer aspectos del comportamiento de la presa y ayudar a su mejor comprensión global

6. Redes bayesianas

Las redes neuronales son modelos deterministas. Si bien el resultado del entrenamiento depende de los pesos de partida utilizados al inicio del proceso de optimización de la red, una vez determinados los pesos y sesgos óptimos, que proporcionan el mejor ajuste, las salidas de la red quedan expresadas mediante una fórmula sencilla en función de las variables de entrada. Los modelos de redes bayesianas, en cambio, adoptan un enfoque probabilístico a partir del conocido teorema de Bayes sobre probabilidad condicionada:

$$P(A|B) = P(B|A) \cdot P(A) / P(B)$$

Dados dos sucesos A y B que en general no sean independientes, la probabilidad de ocurrencia del suceso A condicionado a B es igual al producto de la probabilidad de ocurrencia de B condicionado a A por la probabilidad de ocurrencia del suceso A dividido por la probabilidad de ocurrencia del suceso B. La idea esencial de los modelos de redes bayesianas es que en un sistema cuyos elementos están relacionados la probabilidad de que un elemento se encuentre en un estado determinado queda condicionada por el estado de los demás elementos del sistema que estén relacionados con él. En el caso de nuestro sistema presa-cimiento, los elementos son series de registros (niveles, temperaturas, filtraciones, movimientos...) y el estado en cada momento viene dado por el registro correspondiente. Para cada registro de una serie, la probabilidad de que el registro adopte un valor determinado depende de los valores de las demás series, registrados por otro instrumento o incluso por el mismo, puesto que algunos instrumentos registran varias series de datos. Hay que destacar que la

dependencia no tiene por qué ser causal con carácter general, y en la mayor parte de los casos no lo es. Está claro que hay una dependencia entre el valor de la serie *nivel de embalse* y el de la serie *movimiento radial* de una estación de lectura de un péndulo, y en este caso la dependencia es causal. Pero no es menos cierto que hay una dependencia intensa entre las series *movimiento radial* correspondientes a dos estaciones de lectura de un mismo péndulo. En este segundo caso la relación de dependencia no es causal, pero está claro que una vez conocido el valor registrado en una estación, el valor esperable en la otra está ya fuertemente condicionado. Si el objetivo del modelo es detectar *anomalías* interesa tener una predicción lo más ajustada posible del valor o rango de valores esperables en una situación dada. Parece lógico pensar que la consideración de los condicionamientos impuestos *de facto* por cualquier elemento del sistema sobre el valor pronosticado, con independencia de su causalidad, ha de proporcionar un ajuste más fino que la consideración exclusiva de las variables causales.

Los modelos de redes bayesianas permiten considerar el condicionamiento probabilístico. Se dispone de diversos algoritmos para determinar la estructura de la red, que es arborescente. Cada nudo (variable, serie...) del sistema tiene en general unos *padres*, que son los nudos que lo condicionan. El valor del nudo se determina a partir de los valores de sus *padres*. A su vez, cada nudo puede tener una serie de *hijos*, cuyo valor condiciona. El valor del nudo *padre* interviene en la predicción del nudo *hijo*, junto con el resto de los *padres*. Así, el condicionamiento se propaga en cascada desde la parte superior del árbol (nudos sin padres) hacia la parte inferior (nudos sin hijos). Los nudos situados más arriba en el árbol que define la estructura del sistema resultan más condicionantes para el conjunto del sistema que los nudos situados en la parte inferior.

Hemos hablado de predicción de valores, pero en realidad el resultado del modelo no es un valor, sino una función de distribución de probabilidad. El valor más probable puede tomarse como el valor pronosticado y por ejemplo la desviación estándar puede tomarse como un índice de la calidad del pronóstico. Por otra parte, el valor realmente medido puede ubicarse en la función de distribución de probabilidad para juzgar si se trata de un valor *normal* o de una *anomalía*, de acuerdo con un criterio predefinido.

En la figura 11 se muestra a modo de ejemplo una representación de un modelo de redes bayesianas de una presa bóveda tomada como caso piloto. En este modelo se incluyen únicamente las series de niveles y temperaturas, y medias móviles de ambas magnitudes, junto con los movimientos medidos en los péndulos. Se ha podido comprobar que el ajuste mejora en casi todos los casos los resultados obtenidos mediante técnicas estadísticas convencionales, a veces de forma muy notable. Hay que tener en cuenta que un mejor ajuste de la predicción implica una mayor capacidad para detectar una anomalía, y por tanto una mejor posición para detectar el inicio de una avería en una fase temprana.

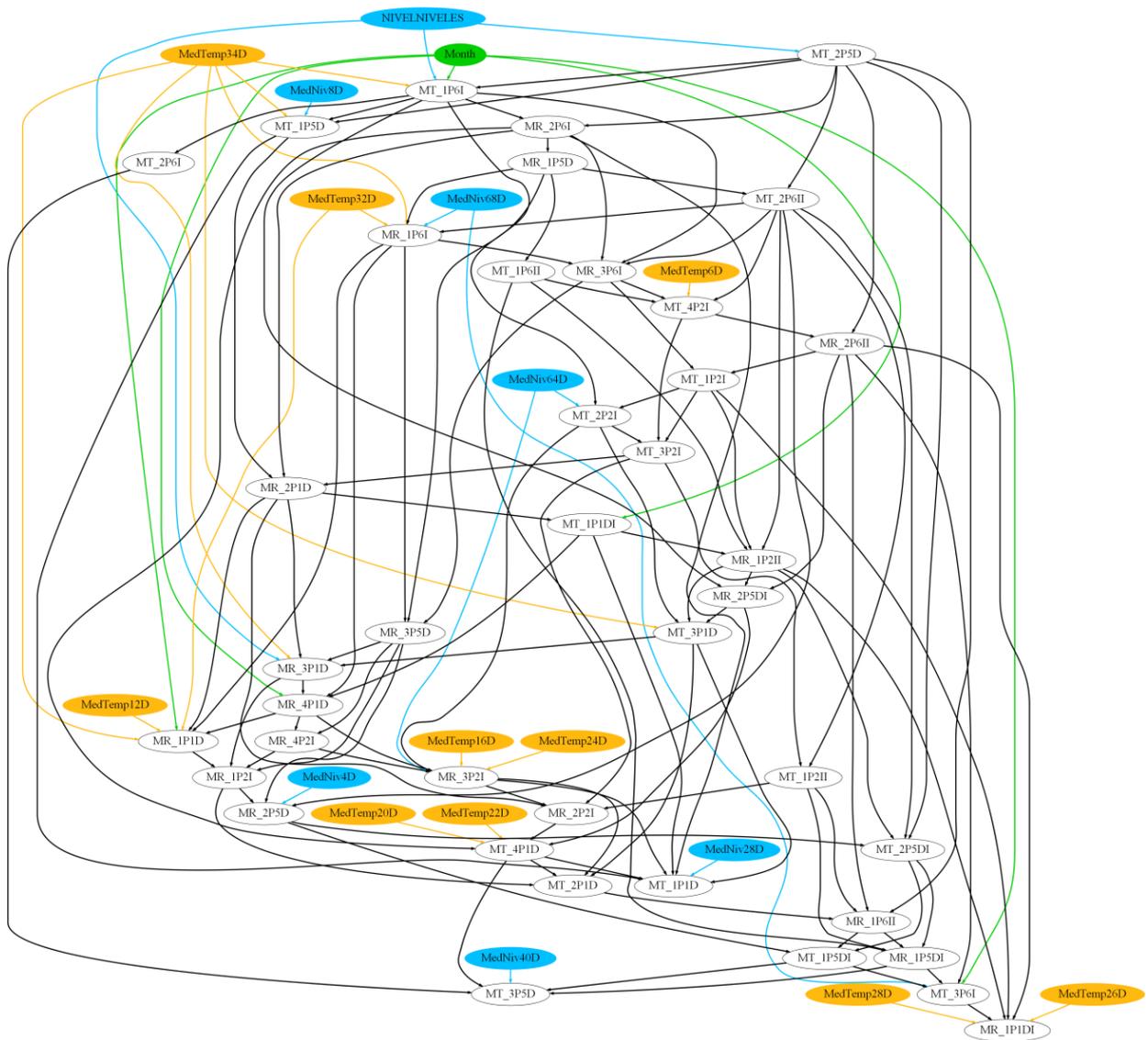


Figura 11. Representación de una red bayesiana que modela el sistema de auscultación de una presa bóveda.

El algoritmo utilizado para la determinación de la estructura de la red permite introducir un cierto grado de aleatoriedad, de modo que partiendo del mismo conjunto de datos de partida, cada ejecución del algoritmo determinará una red distinta. Esto puede hacerse simplemente eligiendo los conjuntos de entrenamiento y validación de forma aleatoria y distinta en cada entrenamiento. Disponer de gran número de redes similares, pero no iguales, es posible hoy gracias a la capacidad de computación de los ordenadores actuales, y resulta interesante al menos por dos motivos. En primer lugar, porque el *modelo de redes bayesianas* puede convertirse en un *modelo de conjunto*, considerando como predicción el valor medio de las predicciones de todas las redes generadas. Al considerar el valor medio de un número suficientemente elevado de predicciones de modelos distintos, los errores, que no serán siempre en la misma dirección, tenderán a compensarse en cierta medida, resultando una predicción más precisa que la de un modelo concreto. Cuando los modelos individuales utilizados tienen errores importantes, la consideración del conjunto es imprescindible. Este no es el caso de los modelos de redes bayesianas. No obstante, se ha comprobado una reducción apreciable del error de la predicción del movimiento de los péndulos en una presa bóveda, considerando valores medios a partir de un conjunto de 1.000 modelos. Por tanto, parece factible e interesante manejar modelos de conjunto formados por redes bayesianas.

Por otra parte, la generación de un número elevado de modelos a partir del mismo conjunto de datos puede servir de base para la generación de una estructura de *red compleja*. El número de modelos en los que aparece una determinada conexión entre dos nodos o series puede tomarse como medida de la intensidad o fuerza de la conexión. De esta manera puede generarse una red compleja alternativa a la basada en el coeficiente de determinación que se comentó con anterioridad. A esta red puede aplicarse la teoría de redes complejas para su análisis como sistema. Hay que destacar que esta red ya no tiene en general forma de árbol, como sucede en las redes bayesianas. En la figura 12 se muestra una red compleja obtenida del modo descrito a partir de 1.000 modelos de redes bayesianas. La red se muestra filtrada para resaltar únicamente las conexiones de mayor intensidad. La red incluye numerosas variables tipo *media móvil*. Puede observarse que sólo algunas de ellas aparecen insistentemente en las redes bayesianas generadas, dando origen a conexiones fuertes.

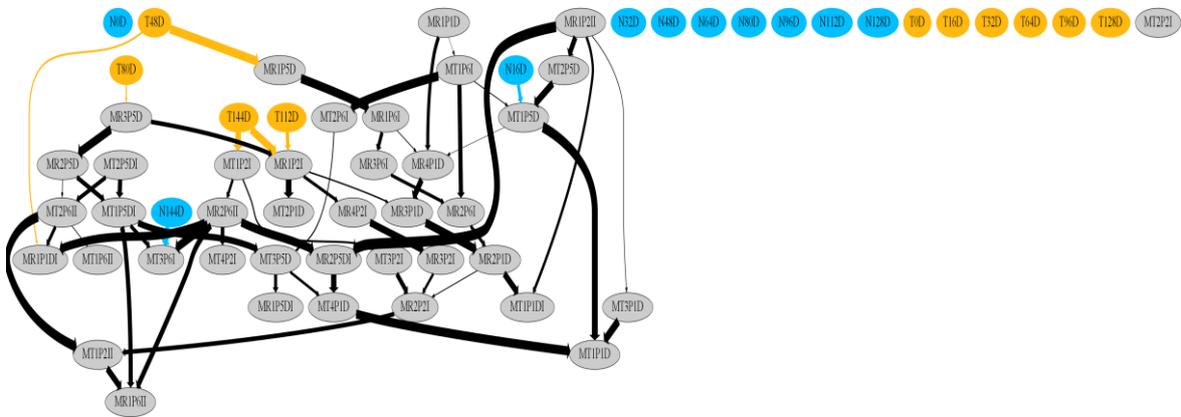


Figura 11. Red compleja obtenida a partir de 10.000 redes bayesianas y filtrada para representar únicamente las conexiones de mayor intensidad. Los elementos de la red incluyen la temperatura ambiente(T) y el nivel del embalse(N) y medias móviles de diversos períodos de ambos, y los movimientos en los péndulos (M). Puede verse cómo numerosas medias móviles de temperatura y de nivel ofrecen conexiones de baja intensidad y han quedado fuera del grafo, junto con un movimiento.

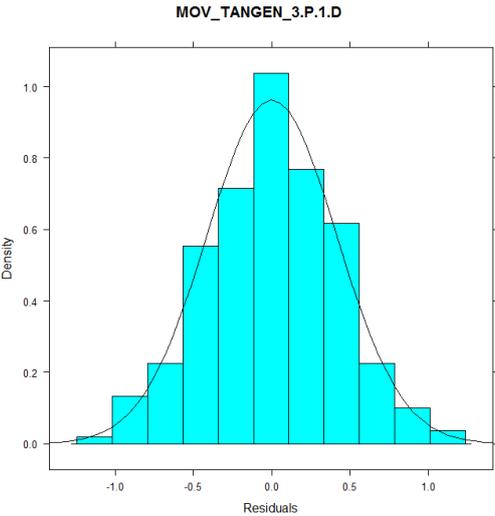


Figura 12. Distribución del residuo (diferencia entre el valor pronosticado y el valor medido) en la predicción del movimiento tangencial en uno de los péndulos de una presa bóveda mediante una red bayesiana.

7. Bosques aleatorios

Los bosques aleatorios son modelos que permiten predecir el valor de una determinada variable (*variable objetivo*) a partir de una serie de *variables predictoras*, cuyo valor es conocido. Como los demás métodos anteriormente comentados, requiere de unos datos de entrenamiento, a partir de los cuales se ajusta el modelo al caso de estudio. Un bosque aleatorio está formado por un conjunto de árboles de decisión. La predicción del bosque es el promedio de las predicciones de los árboles de decisión que lo forman. Por tanto, se trata de un *modelo de conjunto*.

Los árboles de decisión se basan en la división sucesiva del conjunto de datos observados en grupos de casos “similares”. Suelen denominarse *árboles de regresión* cuando la variable objetivo es continua, y *árboles de clasificación* si es discreta o categórica. En adelante se utilizará por tanto el término árbol de regresión, ya que en auscultación de presas se trata de predecir variables continuas. La predicción de un árbol de regresión es en general un valor constante para cada grupo, igual a la media de los valores observados. Para explicar el proceso de generación de un árbol de decisión, se utiliza un ejemplo sencillo relacionado con la auscultación de presas: supongamos que se desea ajustar un modelo para predecir el caudal de filtración en un determinado aforador a partir únicamente del nivel de embalse. La figura 13 muestra la relación entre las variables de entrada (nivel de embalse) y objetivo (caudal de filtración).

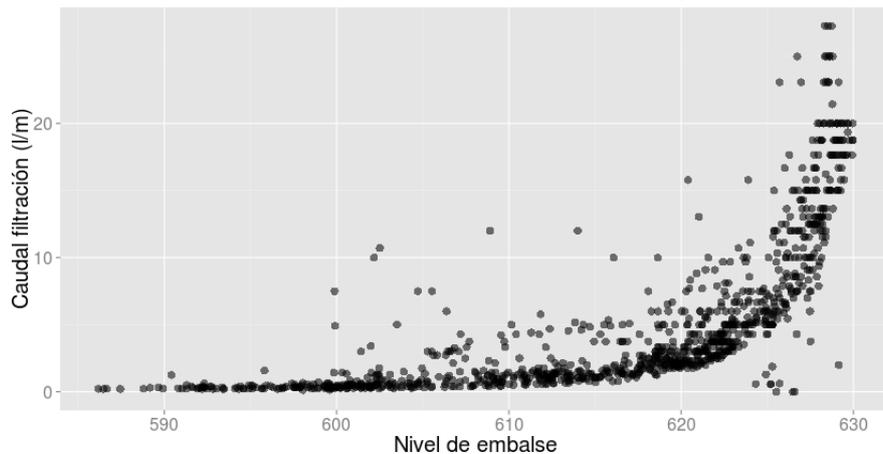


Figura 13. Caudal de filtración en función del nivel de embalse.

En primer lugar, se dividen los datos en dos regiones según el nivel de embalse (en el ejemplo, según sea mayor o menor de 625,6). A continuación, una de las regiones creadas se subdivide a su vez en dos, y el proceso continúa hasta que se alcanza algún criterio de parada. En el ejemplo, el resultado final es la división de los casos en 7 grupos. La predicción del modelo es la media de los valores observados en cada grupo, y por tanto el resultado es una sucesión de escalones (figura 15).

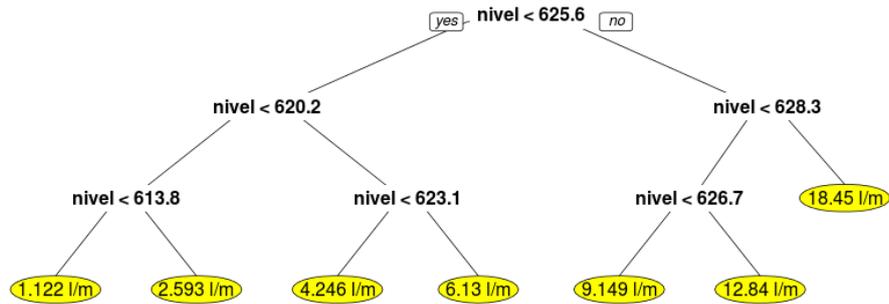


Figura 14. Árbol de regresión para la predicción del caudal de filtración en función del nivel de embalse.

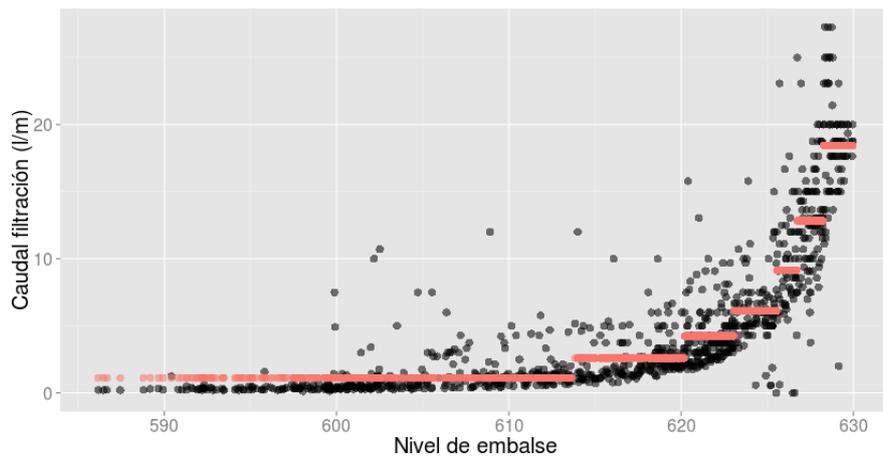


Figura 15. Predicción del árbol de regresión (en rojo), en comparación con los datos registrados (en negro).

El algoritmo de generación del árbol determina la mejor división posible en cada paso como la que minimiza el error de predicción. Si hubiera más de una variable predictora, se calcularía para cada una de ellas la división óptima y a continuación se selecciona la variable que produce una división que proporciona una predicción más precisa. Algunas de las propiedades más representativas de los árboles de decisión son las siguientes: a) su coste computacional es moderado; b) se adaptan bien a problemas no lineales; c) permiten manejar sin problemas mezclas de variables continuas y discretas; además, las continuas pueden tener rangos muy diferentes, lo que evita tener que transformarlas previamente, como ocurre con otros métodos; d) permiten considerar valores no medidos; e) los valores atípicos no modifican sustancialmente el resultado; f) son inestables, en el sentido de que una pequeña variación de los datos de entrenamiento puede producir una variación importante del resultado; este problema puede convertirse en una ventaja si se utilizan métodos avanzados basados en árboles, como es el caso de los bosques aleatorios.

Los *bosques aleatorios* constituyen uno de los denominados *modelos de conjuntos*, basados en la generación de un número (generalmente elevado) de modelos sobre una misma base de datos (o sobre subconjuntos de ella). La predicción se calcula como la media de las predicciones de los modelos individuales. Un bosque aleatorio está formado por un conjunto de árboles de decisión generados a partir de perturbaciones de los datos observados. El aspecto clave que caracteriza el método es que busca que los árboles sean independientes entre sí. Para ello, la diferencia principal con un árbol de decisión convencional es que en cada división, en lugar de considerar todas las variables predictoras disponibles para seleccionar la que minimiza el error, se analiza únicamente un subconjunto aleatorio de las mismas. De este modo, se aprovecha la propiedad de los árboles de decisión por la

cual pequeñas perturbaciones en las primeras divisiones del espacio provocan resultados apreciablemente diferentes. Al introducir aleatoriedad en la construcción de cada árbol, se consigue un conjunto de ellos sensiblemente independientes, de modo que se captura una proporción mayor de los patrones presentes en los datos de entrenamiento, y el resultado final mejora.

Los modelos de bosques aleatorios tienen algunas características singulares. El criterio de parada es muy laxo, con lo que se generan árboles que tienden a sobreaprender los datos de entrenamiento. Esto permite capturar patrones poco frecuentes en los datos de entrenamiento. Cada árbol se genera a partir de un conjunto de datos diferente, obtenido a partir de los originales tomando de éstos una muestra aleatoria con repetición. Es decir, cada nuevo árbol se construye a partir de una muestra en la que aproximadamente un tercio de los datos originales aparecen una vez, otro tercio aparece repetido, y el tercio restante no aparece.

Los bosques aleatorios han cobrado gran popularidad como método para generar modelos predictivos por su sencillez de programación y sus buenos resultados en diversas aplicaciones. Si bien suelen catalogarse como un modelo *de caja negra*, al igual que las redes neuronales, se han desarrollado herramientas que permiten cuantificar cómo afecta cada variable al resultado final. En concreto, se define el *índice de importancia* de una variable como la variación del error de predicción que se produce al modificar aleatoriamente su valor, manteniendo el resto de variables. Las variables más importantes provocarán un mayor aumento del error al ser permutadas.

Se ha elaborado un modelo de bosques aleatorios para la predicción de la filtración en los aforadores de una presa tomada como caso piloto. La variable que se pretende predecir es por tanto el caudal de filtración en cada uno de los aforadores. En la tabla 1 se muestra el número de datos disponible en cada uno de los seis aforadores considerados. Además de los datos de aforo, del nivel de embalse y de numerosas magnitudes que no son objeto de este trabajo, se miden en la presa variables ambientales como la precipitación y la temperatura ambiente.

Aforador	Margen	Nº datos disponible
md50pr	Derecha	1023
md90pr	Derecha	748
totmd	Derecha	1071
mi50p	Izquierda	1066
mi90pr	Izquierda	1001
totmi	Izquierda	1021

Tabla 1: Número de datos disponibles en cada aforador

Las variables utilizadas como entrada al modelo son: a) el número de día del registro, contado a partir de la puesta en carga de la presa, b) el año; c) el nivel de embalse el día de la lectura; d) la temperatura media ambiental; e) la precipitación acumulada durante los 30 días anteriores a la lectura; f) la velocidad media de variación del nivel de embalse en los 10 días anteriores a la lectura; g) la media móvil de 60 días del nivel de embalse. Los datos disponibles se han dividido en dos grupos: el primero se utiliza para ajustar los parámetros del modelo (datos de entrenamiento), y el segundo para comprobar la bondad del ajuste (datos de validación). La división se ha realizado de dos formas: a) El 60% de los datos más antiguos para entrenamiento, y el 40% más reciente para validación. Este criterio pretende simular la aplicación del modelo en condiciones de explotación de la presa, y es el criterio utilizado en el análisis de seguridad de la presa, así como en el trabajo de Santillán *et al.*, que utiliza redes neuronales; b) División aleatoria en todo el periodo registrado, con un 70% para

entrenamiento y un 30% para validación. Este criterio pretende garantizar que ambos grupos pertenecen a la misma muestra estadística. En la tabla 2 se muestra el error de predicción resultante en cada caso. Se observa que, si bien el modelo es capaz de adaptarse de forma similar a los datos de entrenamiento con ambos criterios de división, el error de predicción cuando el modelo se aplica al grupo de datos de validación es menor si la división es aleatoria, como cabía esperar. Esto indica que el sistema presa-cimiento evoluciona a lo largo del tiempo, y es por tanto un sistema dinámico.

División de los datos	RMSE (l/min)				Valor medio (l/min)
	60%-40% temporal		70%-30% aleatoria		
	Entrenamiento	Validación	Entrenamiento	Validación	
Aforador					
md50pr	2,15	2,64	2,12	1,77	5,08
md90pr	0,40	1,58	0,55	0,47	1,57
totmd	2,56	4,42	2,41	2,64	7,32
mi50p	0,48	0,41	0,45	0,41	2,21
mi90pr	0,16	0,24	0,17	0,10	0,64
totmi	0,67	1,05	0,62	0,60	2,91

Tabla 2: Errores de predicción del modelo (raíz del error cuadrático medio). Se muestra también el caudal medio de los registrados.

En la figura 16 se muestra el resultado para el aforador “md50pr”, que es al que corresponde también la figura 15. Puede apreciarse la mejora de la predicción del bosque aleatorio respecto del árbol de regresión individual.

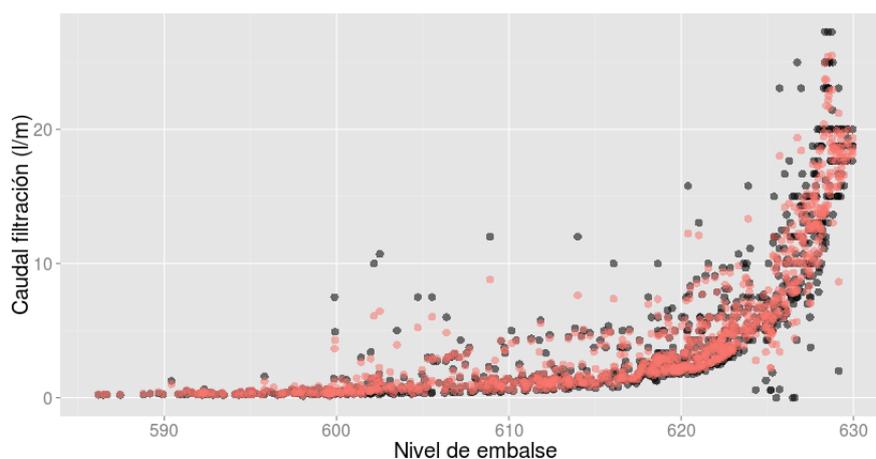


Figura 16: Predicción del modelo basado en bosques aleatorios (en rojo), en comparación con los datos registrados (en negro). Aforador “md50pr”.

Se ha calculado también el *índice de importancia* de las variables predictoras consideradas, y llama la atención el hecho de que las relativas al período de medición (número de día desde la puesta en carga y año de lectura) son siempre más relevantes que otras como la temperatura o la precipitación. En algunos casos, llegan a serlo más incluso que el nivel de embalse. Para verificar estos resultados, se ha dibujando la relación entre el nivel de embalse y el caudal de filtración separando los registros por intervalos temporales. La figura 17 muestra un gráfico de este tipo (correspondiente al aforador “totmi”), donde se observa claramente cómo el caudal de filtración depende en gran medida del período de la vida de la presa. En este caso concreto, la filtración ha disminuido con el tiempo de forma significativa.

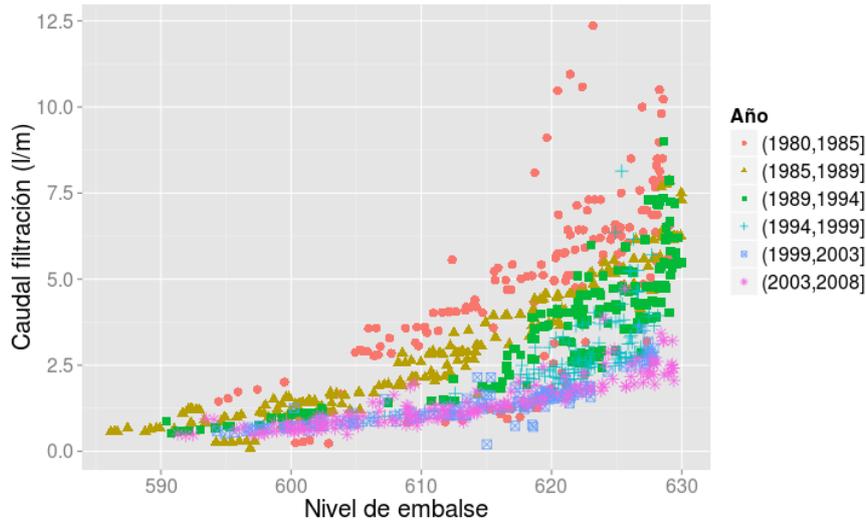


Figura 17: Caudal de filtración en el aforador “totmi” en función del nivel de embalse, con división de datos por períodos.

Los resultados obtenidos hasta el momento con los bosques aleatorios sugieren que pueden ser una herramienta útil no solo como modelo de predicción, sino también para obtener información acerca del comportamiento de la presa, y del efecto de las variables de entorno. En la actualidad se está trabajando para desarrollar criterios de selección de variables, así como para determinar cómo evoluciona la precisión del modelo en función del número de datos disponible.

8. Resumen y conclusiones

Hemos visto cuatro técnicas que facilitan el análisis y modelación de sistemas complejos. Son sólo ejemplos de una multitud de técnicas desarrolladas en diversos campos, generalmente alejados de la ingeniería civil, por lo que su aplicación a sistemas de ingeniería civil ha sido relativamente escasa, muy escasa en el caso de la ingeniería de presas. Todas ellas se han demostrado su utilidad y se han aplicado con éxito al análisis de multitud de sistemas de diversa índole. En el caso concreto de la ingeniería de presas es necesario un cambio de mentalidad, adoptando una visión sistémica y aceptando la complejidad del comportamiento del conjunto presa-terreno. No se trata de sustituir unos métodos por otros, sino de combinar las técnicas habituales con otras nuevas en el campo de la ingeniería de presas, pero ya maduras gracias a su aplicación a diversos ámbitos del conocimiento. La capacidad de computación de los ordenadores permite actualmente aplicar diversas técnicas, con modelación incluso *en tiempo real*, para extraer mucha de la abundante información contenida en los datos de auscultación de las presas. Sólo analizando en profundidad y con técnicas adecuadas para el tratamiento de grandes masas de datos podremos conocer y comprender el *comportamiento real* de las presas.

Por otra parte, cabe esperar el desarrollo de técnicas de detección de instrumentos defectuosos, basadas en una visión de sistema, o de detección de patrones de avería. Considerando tanto el primer llenado como el período de explotación, cabe reflexionar sobre la interpretación de las *anomalías de comportamiento*, una vez detectadas. La anomalía de un registro puede deberse, como sucede en muchas ocasiones, a un funcionamiento defectuoso del instrumento que registra la medida o a un error del sistema de transmisión de datos. Es preciso desarrollar

procedimientos que permitan detectar este tipo de anomalías para evitar falsas alarmas, que restan eficacia y credibilidad al sistema. Estos procedimientos previsiblemente deberán basarse en el análisis de las relaciones cruzadas entre series de registros. Dada la interrelación entre las distintas series temporales de registros, en muchas ocasiones será poco probable que la anomalía de un solo registro pueda deberse a una anomalía de comportamiento de la presa. Generalmente una anomalía de comportamiento tendrá reflejo en distintas variables registradas, dando origen a un *cuadro de anomalía*. De la misma forma que el médico busca distintos síntomas para identificar la enfermedad de su paciente, al interpretar los datos de auscultación de una presa es necesario encontrar diversas anomalías en los registros para identificar la avería que pueda estar produciéndose. Los profesionales experimentados en el análisis de datos de auscultación saben que deben proceder de esta manera, pero lamentablemente el estado de nuestras técnicas de diagnosis está muy lejos del desarrollo alcanzado en la medicina. Esto es lógico por distintos motivos. Uno de ellos es que el número de personas enfermas es inmensamente mayor que el de *presas enfermas*. Todavía está por hacer un catálogo de síntomas cruzados que, una vez identificados, permita establecer el tipo de avería que está desarrollándose en una presa. Todo esto será posible utilizando técnicas de detección de patrones ya desarrolladas y que es necesario poner a disposición de los datos de auscultación de las presas.

De forma inmediata es posible mejorar sensiblemente los *modelos de predicción* para la detección de *anomalías*. Hay que tener en cuenta que cualquier mejora en el ajuste del modelo a los datos permitirá estrechar el *rango de valores normales*, y por tanto mejorará la capacidad de detección de una anomalía de comportamiento. El resultado es la detección más temprana de la anomalía, lo que resulta esencial para disponer del tiempo necesario para el análisis y la acción, si fuera necesaria. La creciente automatización de los sistemas de auscultación facilita la implantación de sistemas de modelación en tiempo real y la detección temprana de cualquier anomalía. Automatización, capacidad de computación de los ordenadores y técnicas de tratamiento masivo de datos se complementan para ofrecer posibilidades de análisis todavía insospechadas en el campo de la interpretación de los datos de auscultación de presas. El proyecto iCOMPLEX, actualmente en marcha, y en el que participan Dacartec, CIMNE y el grupo SERPA de la UPM, permitirá ahondar en la aplicación de las técnicas mencionadas al estudio de la *seguridad real* de las presas.

Finalmente hay que destacar dos ideas fundamentales: 1) la inspección visual es irremplazable y debe siempre formar parte de un sistema de auscultación; 2) todas las técnicas disponibles sólo pueden estar al servicio de profesionales experimentados en el campo de la ingeniería de presas, que deben guiar el análisis e interpretar los resultados obtenidos.

9. Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Agencia Catalana de l'Aigua la autorización para el uso de los datos de una de sus presas con fines de investigación, y a Ofiteco las gestiones realizadas para ello.

Los autores quieren también agradecer al Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, y al Ministerio de Economía y Competitividad su apoyo mediante la financiación de los siguientes proyectos del plan Nacional de Investigación, respectivamente:

ESTUDIO DE LA SEGURIDAD DE PRESAS E IDENTIFICACIÓN DE ESCENARIOS DE RIESGO MEDIANTE SISTEMAS INTELIGENTES (SEPRISIS), del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-11; Número de expediente: 048/RN08/04.5.

DESARROLLO DEL SOFTWARE iCOMPLEX PARA EL CONTROL Y EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE INFRAESTRUCTURAS CRÍTICAS (iCOMPLEX), del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-11; Número de expediente: : IPT-2012-0813-390000.

10. Referencias

Adeli, H. 2001, "Neural networks in civil engineering: 1989–2000", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 16, no. 2, pp. 126-142.

Ahmadi Nedushan, B. & Chouinard, L.E. 2003, "Use of artificial neural networks for real time analysis of dam monitoring data", *Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering*, pp. 1987.

ASCE Task Committee on Guidelines for Instrumentation & Measurements for Monitoring Dam Performance 2000, *Guidelines for instrumentation and measurements for monitoring dam performance*, Amer Society of Civil Engineers.

Breiman, L. Random forests. *Machine learning*, 45(1), 5-32, 2001.

Delgado-Hernández, D., Morales-Nápoles, O., & De-León-Escobedo, D., A continuous bayesian network for earth dams' risk assessment: an application. *Structure and Infrastructure Engineering*, (ahead of print), (1-14, 2012).

Flood, I. & Kartam, N. 1994, "Neural networks in civil engineering. I: Principles and understanding", *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 8, no. 2, pp. 131-148.

Ganuer, R., Poggi, J.M., Tuleau, C. (2008). Random Forests: some methodological insights. arXiv: 0811.3619.

Junrui, C., Yanqing, W. & Shouyi, L. 2004, "Analysis of coupled seepage and stress fields in rock mass around the Xiaowan arch dam", *Communications in Numerical Methods in Engineering*, vol. 20, no. 8, pp. 607-617.

Kim, Y. & Kim, B. 2008, "Prediction of relative crest settlement of concrete-faced rockfill dams analyzed using an artificial neural network model", *Computers and Geotechnics*, vol. 35, no. 3, pp. 313-322.

Li, P., Lu, W., Long, Y., Yang, Z. & Li, J. 2008, "Seepage analysis in a fractured rock mass: The upper reservoir of Pushihe pumped-storage power station in China", *Engineering Geology*, vol. 97, no. 1, pp. 53-62.

Mata, J. 2011, "Interpretation of concrete dam behaviour with artificial neural network and multiple linear regression models", *Engineering Structures*, vol. 33, no. 3, pp. 903-910.

Miao, X.Y., Chu, J.K., Qiao, J. & Zhang, L.H. 2012, "Predicting Seepage of Earth Dams Using Neural Network and Genetic Algorithm", *Advanced Materials Research*, vol. 403, pp. 3081-3085.

Rafiq, M., Bugmann, G. & Easterbrook, D. 2001, "Neural network design for engineering applications", *Computers & Structures*, vol. 79, no. 17, pp. 1541-1552.

Santillán, D., Morán, R., Fraile, J.J., Toledo, M.Á. Forecasting of dam flow-meter measurements using artificial neural networks. En Romeo García et al. (eds) *Dam Maintenance and Rehabilitation II*, CRC Press, Londres, 2010, pp 183-189.

Santillán, D., Caracterización de la sollicitación térmica en presas bóveda en fase de operación, teniendo en cuenta su tridimensionalidad y el efecto de la radiación solar, (tesis doctoral en ejecución)

Tayfur, G., Swiatek, D., Wita, A. & Singh, V. 2005, "Case Study: Finite Element Method and Artificial Neural Network Models for Flow through Jeziorsko Earthfill Dam in Poland", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 131, no. 6, pp. 431-440.

Waszczyszyn, Z. 2011, "Artificial neural networks in civil engineering: another five years of research in Poland", *Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences*, vol. 18, pp. 131-146.

Waszczyszyn, Z. 2006, "Artificial neural networks in civil and structural engineering: Ten years of research in Poland", *Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences*, vol. 13, no. 4, pp. 489-512.

Zurada, J.M., Malinowski, A. & Usui, S. 1997, "Perturbation method for deleting redundant inputs of perceptron networks", *Neurocomputing*, vol. 14, no. 2, pp. 177-193.

Adaptación del diseño de cuencos amortiguadores de pie de presa a caudales superiores a los de diseño. El uso de la aireación forzada como herramienta para la extensión de su campo de aplicación

Francisco J. Vallés Morán y Juan B. Marco Segura

Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València

1. Introducción

Las nuevas consideraciones a nivel mundial derivadas por una parte de los efectos del cambio climático pero también de las nuevas exigencias en materia de seguridad y protección frente a inundaciones de la sociedad actual, conducen a escenarios de sollicitación tanto hidráulica como estructural más exigentes para nuestras presas. Así lo contempla tanto el actual marco legislativo como las recomendaciones técnicas en la materia en nuestro país; y así quedará reflejado en las Normas Técnicas de Seguridad (NTS) de Presas y Embalses del M^o de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, actualmente en fase de difusión y debate por la comunidad científica (NTS segundo borrador, julio2011). Estas NTS constituirán la única normativa legal este campo. Los nuevos escenarios señalados conducen en definitiva a caudales mayores a los de diseño en su día de estas grandes obras hidráulicas.

En nuestro país, y según datos oficiales del MARM, más del 80 % de las presas existentes son anteriores a 1990. De manera que, están proyectadas con la antigua Instrucción del 67 y por tanto, con una única avenida de diseño, la asociada a 500 años de periodo de retorno (T). Según las recomendaciones técnicas hoy, pero imperativamente según las NTS, de inminente aprobación, la Avenida de Proyecto será la asociada a un T mayor o igual a 1000 años (presas de Categoría A o B); además hay que considerar una Avenida Extrema, de T mínimo 5000 años para presas de fábrica (Categorías A o B). Para esta última, las NTS admiten un agotamiento parcial o total del resguardo lo que lleva, en el caso de las presas de fábrica, a admitir vertidos sobre coronación siempre que se justifique que tales vertidos no comprometen la seguridad de la presa.

Así pues, resulta evidente la necesidad de revisión de la capacidad hidráulica de los órganos de desagüe de nuestras presas para adaptarla a los nuevos caudales, sin duda mayores. También será necesario en su caso, estudiar los efectos de tales vertidos por coronación, desde el punto de vista de la seguridad de la presa.

En las soluciones de aumento de capacidad de desagüe de los aliviaderos de las presas de gravedad vertedero, la parte más delicada y compleja desde el punto de vista técnico es la relativa a la obra de disipación de energía. Esta parte es también la más costosa económicamente y en plazo de ejecución.

Tanto los cuencos amortiguadores de resalto como los trampolines semisumergidos son obras con diseños muy estrictos en cuanto al intervalo de caudales para los que la obra funciona correctamente (longitud suficiente y buen ratio de disipación de energía). Un buen diagnóstico como paso previo a cualquier actuación, resultará decisivo. En este sentido y para el caso de los conocidos como cuencos tipificados, se plantea en este texto (Fernández-Bono et al., 2000) un ábaco de predimensionamiento, válido tanto en esa fase del diseño para el caso de un nuevo proyecto como en la fase de comprobación o diagnóstico para el caso de una obra existente.

En este contexto se plantea el uso de la aireación forzada del flujo supercrítico en la rápida como medida general de actuación para mejorar el funcionamiento hidráulico de las obras de disipación de energía de pie de presa preexistentes, frente a caudales superiores a los de diseño y así facilitar su adaptación. La aireación artificial (forzada), además de disminuir o minimizar el riesgo de daños por cavitación, aumenta el calado del flujo y le hace perder velocidad. Por esto disminuye el número de Froude, generándose unas condiciones de entrada al cuenco menos exigentes para caudales mayores a los de diseño (Fernández Bono y Vallés Morán, 2006). Este es el hecho que hace posible extender el campo de aplicación de los cuencos y permite la utilización de una determinada obra para caudales mayores, objetivos ambos del proyecto de investigación EMULSIONA, como posteriormente se señala.

En resumen, se presenta un ábaco original de predimensionamiento que facilita la elección del tipo de cuenco amortiguador tipificado, en función de las nuevas características de caudal específico, altura de caída de la presa y Froude de acceso al cuenco (Z, q, F). Habrá casos en los que no sea conveniente, por razones técnicas o económicas, utilizar un cuenco tipificado. En este trabajo se plantea que, mediante la aireación del flujo se pueden modificar sus características originales a la entrada del cuenco (y_{1x}, U_{1x}, F_{1x}) de manera que con las nuevas características ($y_{1eqx}, U_{1eqx}, F_{1eqx}$) se calcula la altura de caída virtual correspondiente (Z_{eqx}). Después con este nuevo valor, que será menor que el original porque la aireación esponja y frena al flujo, y el caudal específico (q_x), se forman las coordenadas con las que se recurre al ábaco propuesto para comprobar si dicho punto cae en la zona de validez de algún cuenco tipificado.

2. Cuencos Tipificados. Ábaco de Predimensionamiento.

2.1 Ábaco de predimensionamiento para cuencos tipificados. Presentación

A partir de los conocimientos teóricos existentes y de la revisión bibliográfica hecha sobre los cuencos tipificados hasta hoy propuestos, se ha preparado un ábaco de predimensionamiento, válido para el caso de presas de gravedad vertedero (Figura 1). Con dicho ábaco, usando dos variables sencillas de obtener (altura de caída y caudal específico en el cuenco), se puede situar un punto dentro de una determinada región del mismo – Punto de Funcionamiento-. A éste le corresponde una o varias alternativas en cuanto al tipo de estructura de disipación a proyectar. Deberá seleccionarse una para proceder a su predimensionamiento con las recomendaciones particulares para cada tipo. Éstas se pueden encontrar en Hager (1992) y Peterka (1964).

El citado ábaco también es de utilidad para comprobar la validez del cuenco amortiguador de una determinada presa existente (fase de diagnóstico), cuando cambian las condiciones para las que se proyectó (mayores caudales de avenida, recrecimiento, etc.). Para ilustrar lo dicho, se ha preparado un sencillo ejemplo.

2.2 Ábaco de predimensionamiento para cuencos tipificados. Ejemplo de Uso.

Sea una presa de gravedad vertedero cuya cota relativa de coronación es la 31,15 m. Tiene un aliviadero formado por tres vanos de 10 m de ancho y pilas intermedias de 3 m, siendo la cota del umbral del vertedero la 22 m. La obra de reintegro es un cuenco USBR II de 36 m de ancho y 46,5 m de longitud; la cota relativa de la solera del mismo es la 0 m. En su día, para 500 años de período de retorno, se estimó un caudal de proyecto de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Se conoce además, que el resguardo mínimo es de 1 m, que ni en la rápida ni en el cuenco existen muros cajeros intermedios y la curva de gasto del aliviadero actual (6,19 m de altura de proyecto), se desprecian las pérdidas por fricción en la rápida por lo que $F_1 = 2,976389 * [(Z_3/2)/q]^{1/2}$ y en los caudales citados ya se ha tenido en cuenta el efecto laminador del embalse. Se pide: 1) Comprobar si la obra proyectada y ejecutada es correcta. 2) Tras realizar nuevos estudios hidrológicos se obtiene que el nuevo caudal para 500 años de período de retorno es de $1555 \text{ m}^3/\text{s}$ entonces, verificar si es válida la misma tipología de cuenco y en su caso, indicar cuáles serían las modificaciones a introducir. 3) Ya que se pretende adaptar la presa a los nuevos estándares de seguridad, se ha efectuado el correspondiente estudio. De éste, resulta la propuesta de clasificar la presa como de Categoría A, siendo entonces la recomendación técnica, tomar como avenida de proyecto la de 1000 años de período de retorno, que se cuantifica en $1944 \text{ m}^3/\text{s}$. ¿Qué tipología o tipologías de cuenco amortiguador tipificado podrían adoptarse?

La solución del problema es:

- 1) $q=27,28 \text{ m}^2/\text{s}$; $Z=22+6,19=28,19 \text{ m}$. Punto 1 (28,19; 27,28), del ábaco se lee resalto estacionario y cuenco USBR II. Con estos valores se calculan $F_1=6,91$ e $y_1 = 1,67 \text{ m}$; de la ec. 1, $y_2 = 10,97 \text{ m}$. La longitud de cuenco USBR II recomendada para este F_1 es $L_{II}/y_2 < 4,2$ entonces, $L_{II} < 46,07 \text{ m}$, se concluye que la longitud proyectada es correcta.
- 2) $q=43,19 \text{ m}^2/\text{s}$; $Z=22+8,087=30,087 \text{ m}$ (resguardo suficiente). Punto 2 (30,087; 43,19), queda en la zona de resalto estacionario y cuenco USBR II. Ahora $F_1=5,82$ e $y_2 = 13,77 \text{ m}$, lo que implica $L_{II}/y_2 = 4$ de donde $L_{II} < 55,1 \text{ m}$. Las modificaciones a realizar serían, prolongar el cuenco 8,5 m, recrecer los dientes deflectores a 1,78 m conservando ancho y separación, y reconstruir el umbral terminal dentado. La altura del umbral será de 2,75 m y separación igual al ancho, de 2,07 m. Habrá que verificar si la cota de solera del cuenco es adecuada para evitar el barrido del resalto.
- 3) para este caudal, la presa vierte por coronación. Como primera solución se propone dejar sólo una pila intermedia y dos vanos de 16,5 m; esto resulta insuficiente. Entonces se opta por rebajar el labio y modificar el perfil del vertedero, resultando el rebaje necesario de 2,5 m; $q=54,00 \text{ m}^2/\text{s}$; $Z = 19,50+9,63=29,13 \text{ m}$ (rebaje labio 2,5 m). Punto 3 (29,13; 54,00), resalto estacionario, queda en la zona de cuencos VNIIG II o IV. En la Figura 1 anterior se muestran los puntos 1, 2 y 3 y el recorrido experimentado por los cambios de situación a que supuestamente se ha visto sometida la presa.

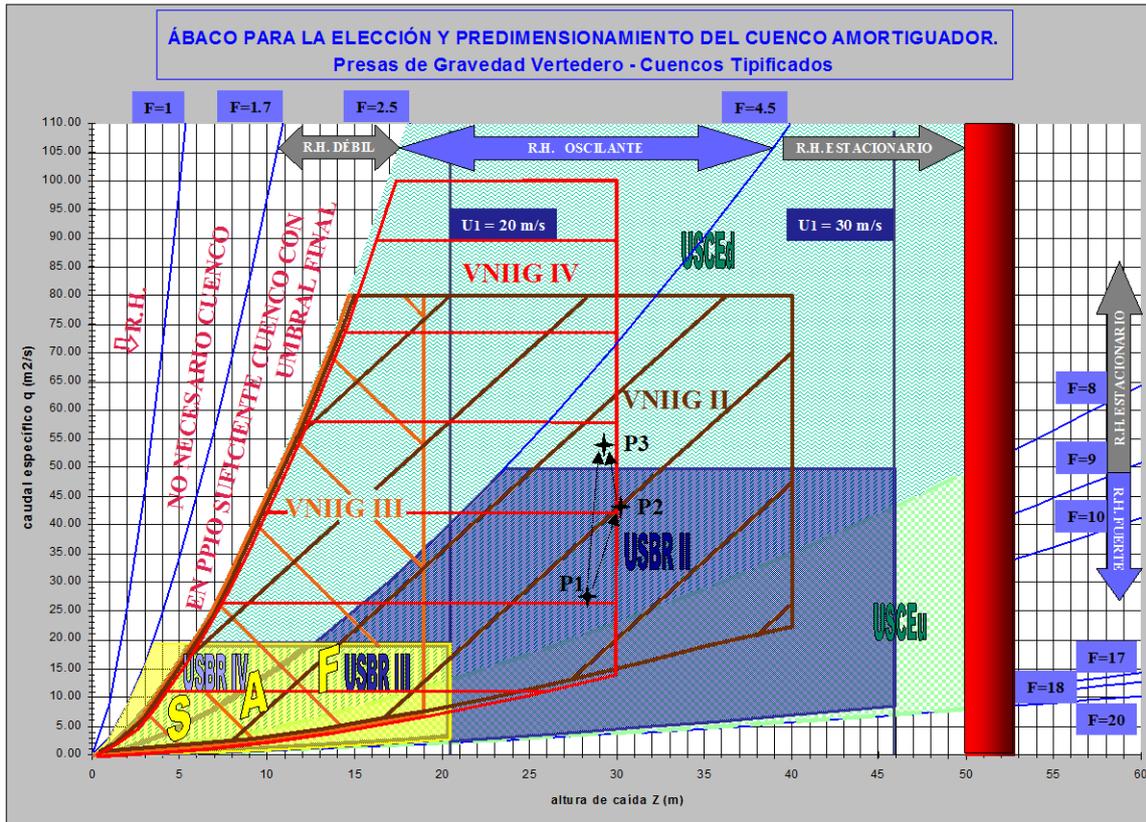


Figura 1. Ábaco para la selección y predimensionamiento del Cuenco Amortiguador Tipificado.

3. Aireación forzada del flujo de entrada al resalto como medio de ampliación de los límites de utilización.

La aireación artificial, además de disminuir o minimizar el riesgo de daños por cavitación, aumenta el calado del flujo y le hace perder velocidad. Por esto disminuye el número de Froude, no sólo del flujo aireado real sino también el del flujo equivalente -aquél que, moviéndose a la velocidad de la mezcla, tiene el calado con el que fluiría el agua supuesta independiente del aire-.

Mediante la aireación se mejoran las condiciones del flujo al inicio del resalto.

Sobre el ábaco (Figura 2), el punto de coordenadas (Z_x, q_x) representativo de un flujo con unas condiciones de entrada y_{1x}, v_{1x} y F_{1x} , el efecto que la aireación produce, se traduce en una traslación de aquel, sobre la recta horizontal $q=q_x$, hacia curvas de Froude constante menores, lo cual nos lleva a una nueva situación, representada ahora por el punto (Z_{x-}, q_{x-}) tal que $q_{x-} = q_x$ y $Z_{x-} < Z_x$, de manera que a este nuevo punto, que denota unas condiciones de entrada y_{1eqx-}, v_{1eqx-} y F_{1eqx-} , le corresponde un número de Froude menor, ya que $y_{1eqx-} > y_{1x}$, lo que implica que $v_{1eqx-} < v_{1x}$ y por tanto, $F_{1eqx-} < F_{1x}$, quedando el punto (Z_{x-}, q_{x-}) a la izquierda del (Z_x, q_x) .

Lo anterior, a efectos prácticos, es equivalente a tener una presa que, sin problemas de cavitación, tuviese una altura de caída real Z_{x-} y por tanto con las mismas condiciones de entrada al resalto que la actual, con una altura

de caída Z_x y flujo aireado. Por ello, llamaremos a Z_x *altura de caída virtual* asociada a una determinada aireación.

En definitiva, con este criterio se amplía el campo de aplicación de los cuencos tipificados conocidos, al conseguir que situaciones que se salen de su rango de utilización, mediante la aireación del flujo al pie de la rápida vuelvan a tener condiciones de entrada al resalto propias de casos que se encuentran dentro de aquel.

Como puede observarse, la base de la Figura 2 no es otra que el propio ábaco (Figura 1), en el que se ha ampliado los límites de los ejes. Se ha representado además los puntos que definen la ubicación de tres ejemplos internacionales que son representativos de valores extremos, tanto de q , como de Z y F_1 , de utilización de cuencos amortiguadores, si bien se tiene noticias de que al menos dos de estas presas han presentado problemas de erosión por cavitación.

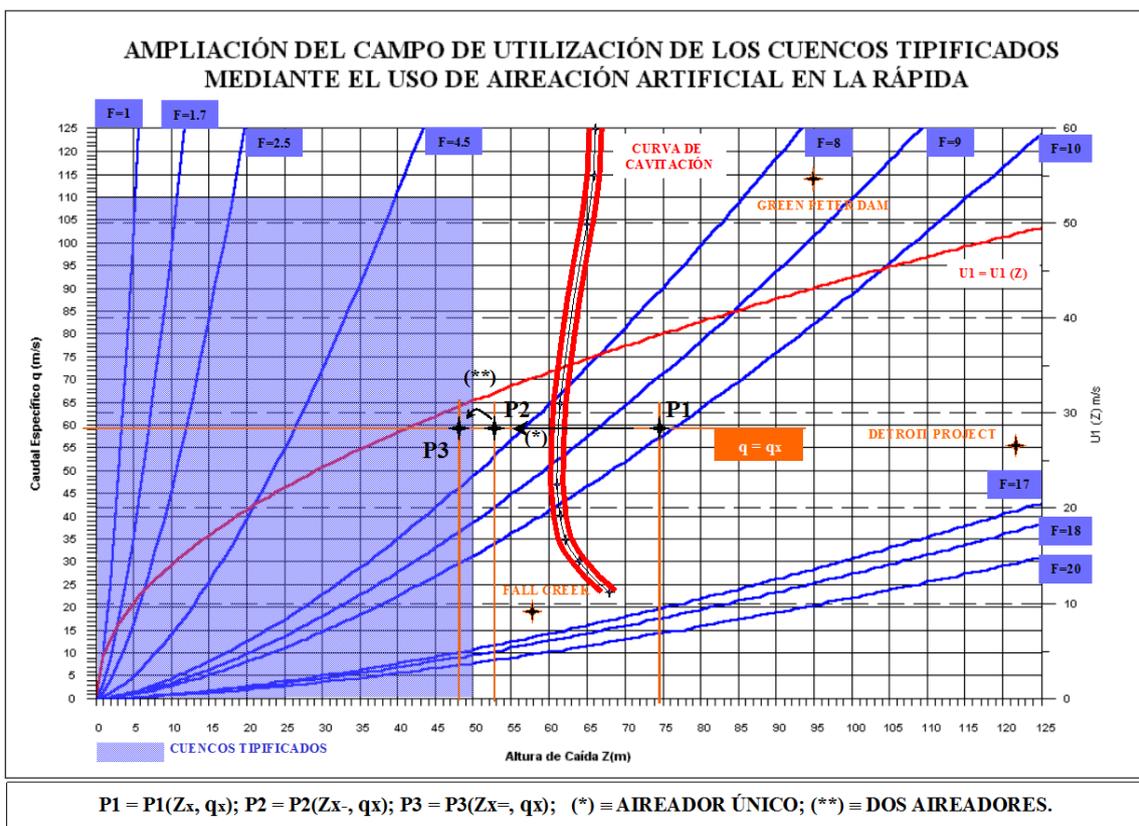


Figura 2. Efecto de la Aireación del Flujo sobre las condiciones de entrada al cuenco. Curva de Cavitación.

En esta Figura 2, se ha incluido además una curva, cuasi vertical, que aparece aproximadamente en el centro de la misma y que, para los taludes normales del paramento de aguas abajo de las presas de gravedad vertedero (0.6 a 0.8), delimita o separa la región en la que se producen problemas por cavitación en la rápida de aquella en la que no se producen, por ello la llamaremos, *curva de cavitación*. Debemos señalar no obstante que, no se trata en realidad de una curva sino de una estrecha banda, por lo que debe tenerse cuidado con los valores próximos a la curva, que exigirían comprobación explícita.

Para la realización de los cálculos necesarios conducentes a la obtención de la mencionada curva, se utilizó el programa de ordenador ALIV-AIR (Gutiérrez Serret, R. M. & Palma Villalon, A. 1994), cuya aplicación permite caracterizar de manera aproximada los flujos aireados en los aliviaderos de las presas.

La curva obtenida, presenta una clara utilidad práctica por sí misma, pues permite conocer desde la fase inicial de proyecto, si es previsible o no la aparición de problemas de erosión por cavitación en la rápida de cualquier presa vertedero, y ello tan solo con la sencilla operación de situar el punto, de coordenadas Z, q , representativo del comportamiento de la presa, y ver en qué lado de la misma queda ubicado.

Si la presa en cuestión, no dispone de cuenco amortiguador por encomendarse la disipación de energía a un trampolín semisumergido por ejemplo, y el único problema a resolver es el anterior, es decir, la aparición de cavitación en la rápida, bastará normalmente con la colocación de un aireador en la misma, para hacer “pasar” el punto de funcionamiento al otro lado de la curva de cavitación.

Señalaremos finalmente que, como puede observarse también en la Figura 2 anterior, las presas anteriormente mencionadas y en concreto, Green Peter Dam y Detroit Project, que son las que han sufrido cavitación, se encuentran claramente dentro de la región de cavitación definida por la curva anterior.

El funcionamiento descrito en cuanto al papel de la aireación forzada en la mejora del comportamiento hidráulico de los cuencos amortiguadores se constató experimentalmente en el Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas de la Universitat Politècnica de València. Este primer diseño experimental permitió observar cualitativamente el comportamiento descrito.

En la actualidad esta línea de investigación, el uso de la aireación forzada como herramienta para la extensión del campo de aplicación de los cuencos tipificados, está siendo desarrollada en un proyecto de investigación del Plan Nacional de I+D. Se trata del proyecto EMULSIONA (BIA2011-28756-C03-01-AR). Es un proyecto coordinado entre la Universitat Politècnica de València (UPV), el Centro de Estudios Hidrográficos (CEH) del CEDEX y la Universidad Politècnica de Cartagena (UPCT).

4. Estado actual de la investigación. El proyecto EMULSIONA.

El proyecto EMULSIONA cuyo título completo es “USO DE LA AIREACIÓN NATURAL Y FORZADA DEL FLUJO EN ALIVIADEROS DE PRESAS Y EXTENSIÓN DEL CAMPO DE UTILIZACIÓN DE LAS OBRAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MEDIANTE RESALTO HIDRÁULICO” plantea como ya se ha dicho, el uso de la aireación forzada del flujo supercrítico en la rápida como herramienta para mejorar el funcionamiento hidráulico de las obras de disipación de energía de pie de presa preexistentes, frente a caudales superiores a los de diseño.

Como puede desprenderse de lo ya comentado, la oportunidad de este proyecto es incuestionable. El cambio climático es un problema hoy en día aceptado por la comunidad científica internacional. Sus efectos sobre los regímenes de extremos hidrológicos, indican un más que probable aumento de los caudales asociados a las avenidas de diseño. Por otra parte, la sociedad actual desarrollada y con un alto nivel de ocupación territorial, demanda unos estándares de seguridad cada vez más elevados. Todo ello unido además al gran número de

presas existente en nuestro país y a la inminente entrada en vigor de la nueva normativa en materia de seguridad de presas y embalses, que obliga a revisiones de seguridad y a la adaptación de todos aquellos casos que así lo requieran, hace que a nuestro juicio, la investigación que se plantea en este proyecto sea de una oportunidad incuestionable.

La aireación forzada, como se ha dicho, aumenta el calado del flujo y le hace perder velocidad. De esta manera disminuye el número de Froude del régimen supercrítico de acceso al cuenco, generándose unas condiciones de entrada exigentes para caudales mayores a los de diseño (Fernández Bono y Vallés Morán, 2006). Este hecho hace posible extender el campo de aplicación de los cuencos y permite la utilización de una determinada obra para caudales mayores. Estos son los dos de los objetivos principales del proyecto.

Para esta parte de la investigación, la fase experimental se aborda en dos etapas, una primera en la que se realizan una serie de diseños experimentales dirigidos a la caracterización de los flujos supercríticos emulsionados y los resaltos hidráulicos formados a partir de ellos imponiendo diferentes condiciones de contorno de aguas abajo; y una segunda, en la que se abordan modelos físicos reducidos de gran escala representativos de rápidas y cuencos de presas reales o prototipos. La primera fase está actualmente realizándose en el Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas de la UPV (Figura 3), mientras que para la segunda, se está preparando la infraestructura experimental necesaria (Figura 4) en el Laboratorio de Hidráulica del CEH.



Figura 3. Canal construido para el emulsionamiento del flujo (UPV).



Figura 4. Diseño experimental para modelos físicos de gran escala representativos de rápidas y cuencos amortiguadores simples y tipificados. Instalación para experimentación de la aireación forzada en aliviaderos (CEH, CEDEX).

En el canal de ensayos para el emulsiónamiento del flujo (Figura 3) se consigue generar un flujo supercrítico emulsionado con una concentración de aire conocida, pudiendo generar resaltos hidráulicos estacionarios para un rango de números de Froude entre 4,5 y 9. El diseño del dispositivo de alimentación está basado en el elemento de transición entre flujo a presión y lámina libre de Hager, H. 1992 (Kramer, 2004; Schawalt y Hager, 1992) siendo así una simplificación debido a la diferencia de tamaños entre los modelos. Se puede observar el diseño definitivo en funcionamiento en la Figura 5.



Figura 5. Dispositivo para transición flujo en presión – lámina libre con emulsiónamiento del flujo (UPV).

En cuanto al vertido por coronación se estudian las láminas vertientes y se realiza la caracterización de las acciones de los chorros turbulentos así formados, sobre los estribos y la cimentación de las presas, en definitiva sobre su estabilidad y por tanto, en última instancia sobre en qué medida puede verse o no comprometida su seguridad. En estos casos, la disipación de energía de las láminas y chorros vertientes en el aire por fenómenos de aireación y atomización, puede resultar muy importante. El estudio de este supuesto requiere también del análisis del comportamiento hidráulico de los flujos emulsionados. Esta parte de la investigación la está llevando a cabo la UPCT. El dispositivo experimental diseñado al efecto es el que se observa en la Figura 6.

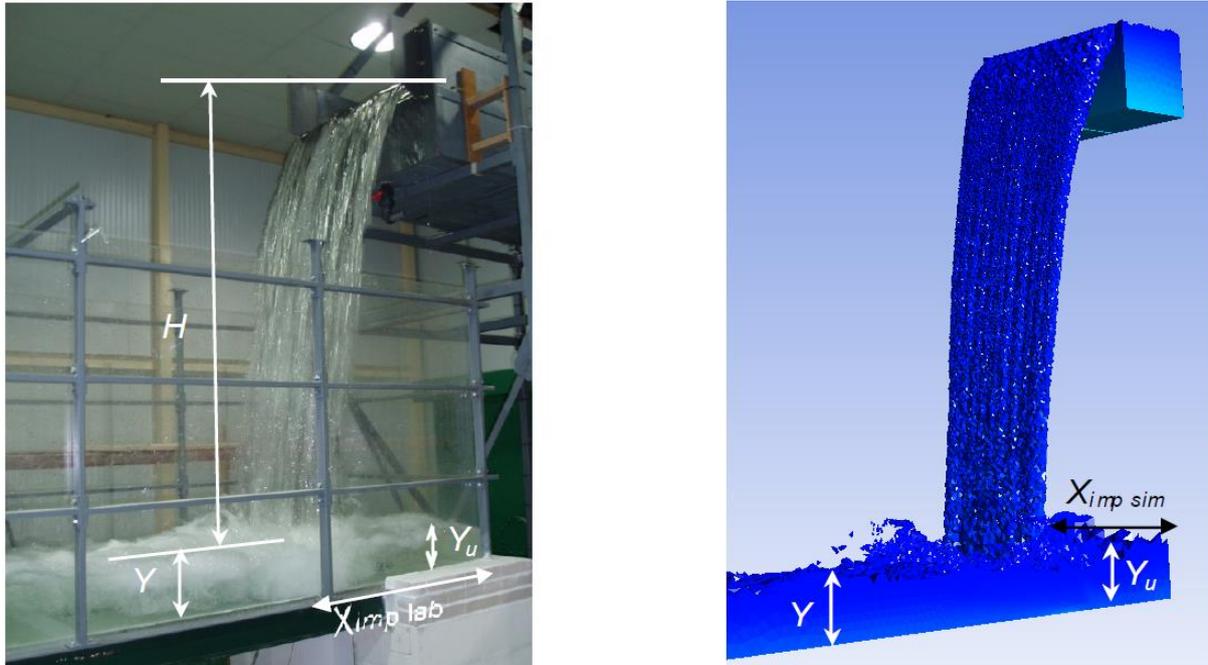


Figura 6. Dispositivo experimental y simulación numérica para el estudio de las láminas vertientes por coronación y su efecto en el pie de presa (UPCT).

La investigación completa, en el análisis de ambos problemas, se plantea desde un punto de vista tanto teórico como experimental. En este sentido, no sólo se diseñan los ensayos de laboratorio que permitirán caracterizar los flujos bifásicos de entrada al resalto hidráulico, los modelos físicos de gran escala o las diferentes caídas libres para el estudio experimental de las láminas vertientes, sino que también se realizará, mediante técnicas avanzadas de mecánica de fluidos computacional (CFD), las simulaciones matemáticas oportunas y los correspondientes contrastes numérico-experimentales.

Para ello se plantea la resolución en 3D de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que gobiernan el flujo (Navier-Stokes) mediante distintos esquemas numéricos, y mallados de cálculo estructurados de distinta densidad para las diferentes zonas. Para compatibilizar este tipo de mallado con la adecuada representación de las paredes se usará el método FAVOR (fractional area and volume obstacle representation), y las geometrías de los dispositivos serán definidas con detalle en autocad para su introducción en la aplicación de CFD. Para modelar adecuadamente los flujos supercríticos emulsionados se requiere el empleo de modelos adecuados de turbulencia, en conexión con un modelo específico que contemple la entrada y mezcla de aire representando su efecto en la estructura del flujo y distribución de la fracción de aire (densidad variable de la mezcla), parametrizada de forma que sea factible en la práctica calibración con las medidas obtenidas en los ensayos de laboratorio. El objetivo es la realización de simulaciones numéricas de forma contrastada con los ensayos en laboratorio, lo cual también representaría una interesante contribución para la mejora de los beneficios prácticos futuros derivados del uso de estas técnicas computacionales, cada día más empleadas y con un horizonte prometedor gracias al espectacular incremento de las prestaciones de los ordenadores.

Con los resultados que de esta investigación puedan obtenerse, nuestro país puede llegar a tomar una posición de ventaja, al ampliar el conocimiento en este campo y poder facilitar soluciones, técnicamente factibles y económicamente viables, para la adaptación de nuestras presas a los nuevos estándares y exigencias que en

materia de seguridad se derivan tanto de la sociedad actual como del marco legislativo inmediato. Además, el tipo de soluciones que con la investigación se propone, pretenden no sólo resolver técnicamente el problema de la adaptación de presas antiguas aumentando su capacidad de desagüe, sino también hacerlo de manera que se mitiguen en lo posible los efectos negativos de las presas en los cauces de aguas abajo, disipando la energía suficiente del flujo en avenidas para que su impacto al paso por el cauce sea el mínimo posible.

5. Agradecimientos

La investigación actual se desarrolla bajo el auspicio y la financiación del Plan Nacional de I+D del Ministerio de Economía y Competitividad en la Convocatoria 2010 de Ayudas de Proyectos de Investigación Fundamental no orientada.

6. Referencias

American Society of Civil Engineers. (1995). Hydraulic Design of Spillways. Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers: No. 12. Estados Unidos.

Fernández-Bono, J.F, Canales Madrazo, A. y Vallés Morán, F.J, (2000). Estudio Teórico-experimental de los criterios metodológicos de adaptación del diseño de las presas con cuenco amortiguador de resalto o trampolín semisumergido existentes en el ámbito de la Confederación Hidrográfica del Júcar a caudales superiores a los de diseño. Informe Final Convenio CHJ-UPV. Valencia.

Fernández Bono, J.F y Vallés Morán, F.J, (2006). “Criterios metodológicos de adaptación del diseño de cuencos de disipación de energía a pie de presa con resalto hidráulico, a caudales superiores a los de diseño”. XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guayana, Venezuela.

Gutierrez, R.M. & Palma, A. (1994). Aireación en las Estructuras Hidráulicas de las Presas: Aliviaderos y Desagües Profundos. Premio José Torán. CNE, ICOLD, España.

Hager, W.H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. In Kluwer Academic Publishers. Holanda.

Kramer, K, 2004:”Development of Aerated Chute Flow”. PhD Thesis, Zürich.

Peterka, A.J. (1964). Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. USBR. Washington. Estados Unidos.

Schawalt, V.M., Hager, W.H., 1992:”Die Strahlbox”. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 27-28, 6 Juli 1992.

