

SEGURIDAD HÍDRICA



JOAQUÍN MELGAREJO MORENO
M^a INMACULADA LÓPEZ ORTIZ
PATRICIA FERNÁNDEZ ARACIL

SEGURIDAD HÍDRICA

© los autores, 2023
© de esta edición: Universitat d'Alacant
ISBN: 978-84-1302-234-5

Reservados todos los derechos. No se permite reproducir, almacenar en sistemas de recuperación de la información, ni transmitir alguna parte de esta publicación, cualquiera que sea el medio empleado -electrónico, mecánico, fotocopia, grabación, etcétera-, sin el permiso previo de los titulares de la propiedad intelectual.

TABLA DE CONTENIDO

BLOQUE I - PLANIFICACIÓN

| | |
|--|-----|
| Consideraciones ambientales con relación a la aprobación del Plan Hidrológico del Tajo de Tercer Ciclo 2022-2027 y el Traspase Tajo-Segura José Navarro Pedreño..... | 19 |
| Planificación Hidrológica: información, participación y evaluación ambiental estratégica Ángel Ruiz de Apodaca Espinosa | 39 |
| Representación espacio-temporal del riesgo de inundación a partir de las indemnizaciones del seguro de riesgos extraordinarios Francisco Espejo Gil, Urko Elozegi Gurmendi..... | 59 |
| La desalación en la estrategia de seguridad hídrica. Implicaciones económicas y ambientales Alberto del Villar García..... | 73 |
| La desalación en la provincia de Almería: garantía para el abastecimiento y el regadío Francisco Javier Alcántara Pérez | 93 |
| Mejorar la resiliencia ante las inundaciones en la Vega Baja (España). Propuesta didáctica en bachillerato Ángela del Carmen Zaragoza, Álvaro-Francisco Morote, María Hernández Hernández..... | 105 |
| Resignificando la ciudad como biotopo humano Javier Eduardo Parada Rodríguez, Liliana Romero Guzmán, Jesús Enrique De Hoyos Martínez | 117 |
| Gestión del agua y saneamiento básico en una reserva de desarrollo sostenible: comunidad de Nossa Senhora do Livramento do Tupé, Brasil Antonio Jorge Barbosa da Silva Maria Claudia da Silva Antunes de Souza | 133 |
| Proposición de una metodología para estimar la erosión del suelo en viticultura mediante ISUM (Improved Stock Unearthing Method). Un caso en el viñedo leonés Antonio Jódar-Abellán, Marta García-Fernández, Susana García-Pisabarro, Jesús Rodrigo-Comino | 141 |
| Estimación de la disponibilidad y seguridad hídrica bajo escenarios de cambio climático en una cuenca hidrológica agro-forestal del sureste de España Antonio Jódar-Abellán, Dámaris Núñez-Gómez, Efraín Carrillo-López, Ryan T. Bailey, Pablo Melgarejo | 151 |
| Determinación del umbral de escorrentía y disponibilidad hídrica de la cuenca hidrográfica del río Jubones, Ecuador Paolo Brazales Cervantes, Seyed Babak Haji Seyed Asadollah, Antonio Jódar-Abellán..... | 163 |
| Análisis del umbral de escorrentía de la cuenca del río Obispo, en la provincia del Carchi (Ecuador) Pablo David Viera Ríos, Derdour Abdessamed, Antonio Jódar-Abellán..... | 175 |
| El acuífero del Peñón (Alicante): un pequeño acuífero kárstico Víctor Sala Sala, José Miguel Andreu Rodes, Miguel Fernández Mejuto, Ernesto García Sánchez..... | 185 |

¿Se observan cambios en la precipitación que afecten al Acuífero del Ventós (provincia de Alicante)?

José Miguel Andreu Rodes, Igor Gómez Domenech, Miguel Fernández-Mejuto, Juan Bellot Abad197

Revisión de las políticas de modernización de regadíos en la Comunidad Valenciana. La estrategia valenciana de regadíos 2020-2040

David Sancho-Vila, Marta García-Mollá207

El impacto del proyecto europeo ARSINOE en la gestión del acuífero de la isla de El Hierro (Canarias)

Juan C. Santamarta, Noelia Cruz-Pérez, Joselin S. Rodríguez-Alcántara, Alejandro García-Gil, Miguel Á. Marazuela, Carlos Baquedano, Jesica Rodríguez Martín, Luis Fernando Martín Rodríguez 219

BLOQUE II - INFRAESTRUCTURAS

Reutilización de aguas regeneradas en la cuenca del segura. Adaptación al reglamento (UE) 2020/741: retos y oportunidades

Sonia M. Hernández López, José Carlos González Martínez231

Caracterización hidrológica de los caudales ecológicos mínimos en España

Luis Garrote de Marcos 249

Sobrevvertido en presas de hormigón. Evaluación de las acciones hidrodinámicas

Luis G. Castillo Elsitdié, José M. Carrillo Sánchez, Juan T. García Bermejo 269

Consideraciones sobre la estimación de hidrogramas de rotura de presas

Luis Altarejos García 295

La seguridad de las infraestructuras hidráulicas

Francisco Javier Flores Montoya315

La ordenación del territorio y la planificación hidrológica al servicio de la seguridad hidráulica y energética

Francisco Javier Flores Montoya325

La evolución de los servicios urbanos del agua en Madrid: un servicio de alta calidad

Ignacio Lozano Colmenarejo345

BALTEN: el agua regenerada como garantía de suministro de agua de riego en Tenerife

Ana Sánchez Espadas, Jesús Rodríguez Martí363

El sector del agua urbana frente a las nuevas exigencias legislativas para mantener la seguridad hídrica

Carmen Hernández de Vega, Alicia Ayuso Solís381

El abastecimiento de la ciudad de Ávila: retos y soluciones científico-técnicas

José Luis Molina González, Jorge Mongil Manso 399

El Consorcio de Aguas de la Marina Baja: un ejemplo de economía circular en la garantía del abastecimiento urbano ante el reto continuo de las sequías

Jaime Berenguer Ponsoda409

Gestión activa de sistemas de abastecimiento mediante el empleo de sistemas multiagente (MAS) para la sostenibilidad

Carlos Calatayud Asensi, José Vicente Berná Martínez, Vicente Javier Macián Cervera, Lucía Arnau Muñoz439

La gestión municipal del ciclo urbano del agua digitalizado

Rosa Rozas Torrente, M^a José Moya Llamas, Arturo Trapote Jaime451

| | |
|--|-----|
| Microsectorización dinámica redes de distribución de agua | |
| Arturo Albaladejo Ruiz..... | 463 |
| Uso de compuertas en redes de drenaje para reducir inundaciones | |
| Leonardo Bayas-Jiménez | 477 |
| Detección y monitoreo de aguas superficiales en la región semiárida brasileña a partir de datos orbitales de sensores remotos | |
| Izaias de Souza Silva..... | 487 |

BLOQUE III - EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA Y JURÍDICA

| | |
|--|-----|
| La inseguridad hídrica del informe del Consejo Nacional del Agua sobre el recorte del travase Tajo-Segura | |
| Miguel Ángel Blanes Climent..... | 499 |
| El necesario impulso a las centrales hidroeléctricas reversibles como contribución a la seguridad energética nacional: algunas cuestiones jurídicas | |
| Estanislao Arana García | 511 |
| Políticas públicas para la mitigación del impacto del cambio climático sobre los aprovechamientos energéticos | |
| Jesús Conde Antequera | 529 |
| La legislación contra el cambio climático y la transición a una economía descarbonizada desde una doble perspectiva: ambiental y social | |
| José Esteve Pardo..... | 549 |
| Huella hídrica y financiación sostenible | |
| Domingo Zarzo Martínez, Mercedes Calzada Garzón, Patricia Terrero Rodríguez..... | 559 |
| ¿Estamos sobreestimando los recursos de agua regenerada? Una ducha fría con la realidad hidro-económica | |
| Julio Berbel, Esther Díaz-Cano, Alfonso Expósito | 577 |
| Taxonomía de los instrumentos económicos aplicados para la gestión sostenible del agua | |
| Nazaret M ^a Montilla López, Esther Díaz-Cano y Julio Berbel..... | 597 |
| Seguridad hídrica y objetivos del PNIEC desde una perspectiva jurídica | |
| José Antonio Blanco Moa | 613 |
| SIAGES: un innovador sistema integrado de apoyo a la gestión del agua | |
| Alberto Esteban Barrera García, Álvaro Rodríguez García, Ramón Bella Piñeiro, Jose Pablo Ormaechea, Luis José Ruiz Aznar, Abel Solera Solera et al., Manuel Argamasilla Ruiz, Lupicino García Ortiz..... | 631 |
| Crisis energética y equilibrio económico financiero en la contratación pública | |
| Esteban Arimany Lamoglia | 643 |
| Garantía del abastecimiento en el Sureste español: la Mancomunidad de los Canales del Taibilla | |
| Patricia Fernández Aracil, M ^a Inmaculada López Ortiz, Joaquín Melgarejo Moreno..... | 655 |
| La evaluación de impacto ambiental de proyectos hidráulicos ¿lo estamos haciendo bien? | |
| Carlos Martín Cantarino..... | 677 |

| | |
|---|-----|
| La seguridad energética y el autoconsumo fotovoltaico como herramienta para la seguridad hídrica | |
| Marcos García-López, Joaquín Melgarejo | 695 |
| Seguridad hídrica y equilibrio ecológico en el parque natural «El Hondo»: visión histórico-jurídica | |
| Francisco José Abellán Contreras | 709 |
| Los trasvases en tiempos de seguridad hídrica | |
| Paul Villegas Vega | 723 |
| Vulnerabilidad e incidencia de la pobreza hídrica en Alicante | |
| Ricardo Abad Coloma | 735 |
| Asequibilidad al agua urbana y pobreza hídrica en ciudades del Norte global: el caso de Alicante | |
| Luis E. Zapana Churata, Rubén A. Villar Navascués, María Hernández Hernández, Antonio M. Rico Amorós | 745 |
| Políticas públicas de ayudas para la mejora, modernización e innovación en el regadío de la Región de Murcia | |
| Ramón Martínez Medina, Encarnación Gil Meseguer, José María Gómez-Gil, José María Gómez Espín | 759 |
| O reflexo das <i>fake news</i> frente a crise ambiental: uma reflexão necessária nos dias atuais | |
| Aline Hoffmann, Liton Lanes Pilau Sobrinho | 773 |
| Apontamentos sobre o pagamento por serviços ambientais | |
| André Luiz Anrain Trentini | 783 |
| Constitucionalismo das águas – o “aguar” das constituições | |
| Luciana Pelisser Gottardi Trentini | 795 |
| Uso sustentável da água: uma definição a partir dos conceitos de segurança hídrica, de eficiência e de sustentabilidade | |
| Ana Luisa Schmidt Ramos, Alexandre Morais da Rosa | 805 |
| O regime de responsabilidade penal pela poluição hídrica no Brasil | |
| Jefferson Zanini, Luiz Antônio Zanini Fornerolli | 815 |
| Segurança hídrica e seu tratamento jurídico no o regime de responsabilidade penal pela poluição hídrica no Brasil e na Espanha | |
| Leandro Katscharowski Aguiar | 827 |
| Debatendo os ODS com base na sustentabilidade e no desenvolvimento sustentável..... | |
| Denise Schmitt Siqueira Garcia, Heloise Siqueira Garcia | 837 |
| A falta de efetividade no planejamento da segurança hídrica do Brasil | |
| Denise Schmitt Siqueira Garcia, Alexandre Waltrick Rates | 851 |
| Do constitucionalismo ao constitucionalismo global: por uma constituição mundial em defesa de bens fundamentais | |
| Vanessa Ramos Casagrande | 863 |
| A dessalinização da água como instrumento de segurança hídrica | |
| Anaxágora Alves Machado Rates | 875 |
| A canção dos oceanos | |
| Paola Fava Saikoski | 885 |

| | |
|--|-----|
| Análise da lei de recursos hídricos à luz da responsabilidade do Brasil para com a sustentabilidade e a conscientização ambiental | |
| Adilor Danieli | 895 |
| Investigación sobre el río Amarillo en las dinastías Ming y Qing. Comentario sobre la Ley de protección del río Amarillo | |
| Yang Yang..... | 907 |
| Propuesta metodológica para la recolección del etnoconocimiento en la gestión del riesgo de desastre | |
| Isaleimi Quiguapumbo Valencia, Antonio Aledo Tur..... | 919 |

BLOQUE IV - TECNOLOGÍAS

| | |
|--|------|
| Nuevo sistema de riego con recuperación de agua y nutrientes | |
| Pablo Melgarejo, Dámaris Núñez-Gómez, Pilar Legua, Vicente Lidón, Agustín Conesa, Antonio Marhuenda, Juan José Martínez-Nicolás..... | 933 |
| Dinapsis: transformación digital para la gestión sostenible del agua y la salud ambiental | |
| María Tuesta San Miguel..... | 953 |
| Los contaminantes emergentes en la reforma de la directiva de aguas residuales | |
| Daniel Prats Rico..... | 959 |
| Fertirrigación y nuevas estrategias como garantía de seguridad hídrica en el regadío | |
| Alejandro Pérez Pastor y Elisa Pagán Rubio..... | 985 |
| La desalación y el hidrógeno | |
| Alejandro Zarzuela López..... | 1005 |
| Análisis regional de la reducción de boro en agua marina desalinizada para el riego agrícola en el sureste español | |
| Alberto Imbernón Mulero, José Francisco Maestre Valero, Saker Ben Abdallah, Victoriano Martínez Álvarez, Belén Gallego Elvira..... | 1021 |
| Impacto ambiental de la reducción del boro del agua de mar desalinizada para el riego en parcela | |
| Saker Ben Abdallah, Belén Gallego-Elvira, Alberto Imbernón-Mulero, Victoriano Martínez-Alvarez, José Francisco Maestre Valero..... | 1031 |
| Modelado cinético del consumo de CO₂ para la cepa Spirulina platensis | |
| Antonio F. Marcilla Gomis, Inmaculada Blasco López..... | 1041 |
| Empleo de filtro verde construido con residuos para reducir el contenido en fósforo en aguas de riego | |
| Teresa Rodríguez Espinosa, María Belén Almendro Candel, Ana Pérez Gimeno, Iliana Papamichael..... | 1055 |
| Tecnologías de oxidación avanzada para la degradación del fármaco carbamazepina: la ozonización | |
| María José Moya-Llamas, Marta Ferre Martínez, Elizabetha Domínguez Chabaliná, Arturo Trapote Jaime, Daniel Prats Rico..... | 1067 |
| Aprendizaje basado en proyectos colaborativos globales en formación profesional: banco de ensayos hidráulicos para la digitalización del agua | |
| Albert Canut Montalvã, Joaquín Martínez López, Maties Roma mayor, Antonio Oliva Sánchez..... | 1079 |

| | |
|---|------|
| Reutilización de agua para riego en la ciudad de Murcia. Proyecto LIFE CONQUER Eva Mena Gil, Simón Nevado Santos, Elena de Vicente Aguilar, Adriana Romero Lestido Benoît Fabien Claude Lefèvre..... | 1091 |
| Eliminación de microcontaminantes emergentes en lodos de depuradora mediante procesos de oxidación avanzada: peróxido de hidrógeno y ozono Clara Calvo Barahona, Adrián Rodríguez Montoya, María José Moya-Llamas, Arturo Trapote Jaume, Daniel Prats Rico..... | 1103 |
| Vigilancia y protección de las aguas superficiales mediante el proyecto WQeMS y los servicios del Copernicus Pablo Cascales de Paz, Eva Mena Gil, Isabel Hurtado Melgar, Laurent Pouget..... | 1115 |
| Tratamiento ecológico para la eutrofización y la anoxia en las masas de agua Ricardo Mateos-Aparicio Baixauli..... | 1125 |
| Modelado de descarga submarina de salmuera antes y después de la instalación de un difusor Silvano Porto Pereira, José Luís Sánchez-Lizaso, Paulo César Colonna Rosman. Ángel Loya, Iran Eduardo Lima Neto..... | 1137 |
| Las sequías en España en el siglo XXI: su influencia en la disminución y cierre de transferencias de agua del acueducto Tajo-Segura y de la conexión Negratín-Almanzora Encarnación Gil Meseguer, Ramón Martínez Medina, José María Gómez-Gil, José María Gómez Espín..... | 1147 |

Sobrevertido en presas de hormigón. Evaluación de las acciones hidrodinámicas

Luis G. Castillo Elsitdié

luis.castillo@upct.es

<https://orcid.org/0000-0002-6859-7232>

José M. Carrillo Sánchez

jose.carrillo@upct.es

<https://orcid.org/0000-0003-4264-3269>

Juan T. García Bermejo

jose.carrillo@upct.es

<https://orcid.org/0000-0002-7204-688X>

ETS de Ingeniería de Caminos y de Minas,
Universidad Politécnica de Cartagena, España

RESUMEN

El incremento en la magnitud de las avenidas por efecto del cambio climático ha promovido la reevaluación de la capacidad de los aliviaderos y de los escenarios de operación de las grandes presas a nivel mundial. La capacidad actual de muchos aliviaderos es inadecuada, surgiendo la posibilidad de que las presas lleguen a desbordarse durante los eventos extremos. Esta situación crea nuevos escenarios en las acciones sobre la presa, surgiendo interrogantes sobre los problemas de erosión y socavación aguas abajo. En el caso de las presas de hormigón, la socavación en los estribos y/o en el cauce del río puede ocurrir cuando el caudal que desborda impacta sobre los diferentes materiales que constituyen la cimentación de la presa. Para evaluar los requerimientos de protección de estas áreas afectadas, se requiere hacer una comparación entre el potencial hidráulico erosivo y la resistencia a la erosión de los diferentes materiales. En este contexto, las principales agencias de gestión del agua de Estados Unidos (Bureau of Reclamation, Cuerpo de Ingenieros, etc.), así como el Grupo de Investigación Hidr@m de la Universidad Politécnica de Cartagena, viene estudiando los efectos que los eventos extremos pueden producir en la infraestructura de regulación y evacuación de avenidas, con el objeto de reforzar adecuadamente las presas existentes.

1. INTRODUCCIÓN

El incremento en la magnitud de las avenidas por efecto del cambio climático ha promovido la reevaluación de la capacidad de los aliviaderos y de los escenarios de operación de las grandes presas a nivel mundial. Diferentes investigaciones (FEMA, 2014) han concluido que la capacidad que poseen actualmente muchos aliviaderos es inadecuada, lo que aumenta la probabilidad de que las presas puedan desbordar durante eventos extremos. En muchas ocasiones aumentar la capacidad de los aliviaderos no es una opción, puesto que resulta costoso y a veces técnicamente inviable. El desbordamiento crea nuevas acciones y plantea interrogantes sobre la erosión y socavación aguas abajo de la presa (Wahl et al., 2008; Castillo y Carrillo 2016; Castillo et al., 2018). El impacto de chorros turbulentos con la solera del cuenco de disipación producen altas presiones hidrodinámicas que pueden provocar el levantamiento de las losas de protección, el arrastre de partículas sólidas, erosión y socavación a pie de presa (Maleki y Fiorotto, 2019).



Figura 1. (a) Aliviadero de vertido libre, Presa de Eume, España (b) Sobrevertido durante la construcción, Presa Tekeze, Etiopía (Snook, 2007).



Figura 2. Presa de Gibson (USA). (a) Sobrevertido, 1964. (b) Refuerzo estribo derecho, 1981 (FEMA, 2014).

De esta forma, la evaluación de las acciones sobre los elementos estructurales del cuenco de disipación de energía, cimentación y estribos es de suma importancia de cara al diseño y la estabilidad mecánica, principalmente debido a las acciones macroturbulentas del flujo altamente aireado.

1.1. Situación en España

La climatología en España es bastante singular, existiendo un régimen de precipitaciones muy irregular tanto en el espacio como en el tiempo. Debido a este tránsito continuo de sequías e inundaciones, la construcción de presas y embalses en nuestro país posee una larga tradición. En la actualidad superan la cifra de mil trescientas grandes presas construidas que garantizan la disponibilidad de un recurso tan indispensable para la vida y la actividad económica como es el agua.

Con el gran número de presas construidas, España se convierte en el quinto país con mayor número de obras hidráulicas de tales características, y el primero de la Unión Europea, según recoge el Ministerio de la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITECO).

En la actualidad, el parque de presas en España está en progresivo envejecimiento técnico y estructural, ya que la mayor parte de las presas fueron construidas principalmente entre 1955 y 1970. Dichas presas poseen más de 50 años en servicio, y un 20% de las mismas, presentan una edad superior a 70 años. En este sentido, es necesario hacer hincapié en las labores de mantenimiento y conservación para que dichas presas puedan seguir funcionando en condiciones óptimas de seguridad.

La evolución histórica sobre la normativa en el ámbito de presas ha condicionado el avance y desarrollo de la técnica y la tecnología, a las exigencias y condicionantes de la sociedad, así como a los acontecimientos catastróficos sufridos. En la normativa nacional destacan: la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas de 1967 y el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses de 1996. Las nuevas Normas Técnicas de Seguridad para las Grandes Presas y sus embalses (NTS) ha sido aprobadas el 13 de abril de 2021, constituyendo la única normativa legal en materia de seguridad de presas y embalses.

La mayoría de las presas en España están proyectadas con la Instrucción de 1967, donde se considera una única Avenida de Proyecto asociada a un periodo de retorno (T) de 500 años. Según la NTS, la Avenida de Proyecto para presas de categorías A será la asociada a un $T \geq 1000$ años, para presas de categorías B de un $T \geq 500$ años y para presas de categorías de C de un $T \geq 100$ años.

Las diferentes categorías se clasifican en función del riesgo potencial que puede derivarse de su rotura, estableciéndose así: “Categoría A: presas cuya rotura o cuyo funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes. Categoría B: presas cuya rotura o cuyo funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas. Categoría C: presas cuya rotura o cuyo funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta última categoría pertenecen todas las presas no incluidas en las categorías A y B”.

Paralelamente, numerosos países también han actualizado su normativa de seguridad de presas en la última década, pudiéndose constatar la importancia que a nivel global se está otorgando a la seguridad de presas y embalses a lo largo de su ciclo de vida (ICOLD).

1.2. Estudios de las acciones hidrodinámicas del Grupo de I+D+i Hidr@m

El Grupo de I+D+i en Ingeniería Hidráulica, Marítima y Medio Ambiental Hidr@m de la Universidad Politécnica de Cartagena, viene realizando diferentes estudios sobre las acciones hidrodinámicas, debido al sobrevertido en presas de hormigón.

En Castillo (2006, 2007) y Castillo et al. (2015) se establecieron diferentes ecuaciones para calcular la disipación de energía en el aire y en el colchón de agua del cuenco, en función de la relación Y/B_j y H/L_b (donde Y and H son el calado del colchón de agua en el cuenco y la carga total, respectivamente, y L_b la longitud de rotura del chorro).

En Castillo y Carrillo (2016), Castillo et al., (2017), se presentaron algunos resultados de las acciones de chorros de caída libre en los cuencos de disipación de energía, comparando resultados numéricos con datos experimentales. Se obtuvieron presiones instantáneas, velocidades y aireación por medio de transductores de presión piezoresistivos, velocímetros acústicos doppler y fibra óptica, respectivamente. Para identificar el nivel de fiabilidad de los modelos, se llevaron a cabo simulaciones numéricas usando el modelo “homogéneo” de ANSYS CFX y diferentes modelos de turbulencia.

En este contexto, el Investigador Principal del Grupo Hidr@m ha dirigido tres tesis doctorales de tipo experimental y numérico, que han obtenido la máxima calificación Sobresaliente-Cum Laude (Carrillo, 2014, Ortega, 2022 y Marco, 2022), cuyos resultados han verificado las principales hipótesis de la metodología semi-empírica propuesta, dando un impulso al estado del arte en este campo de conocimiento.

En este trabajo se presentan los ajustes de los coeficientes de presión media y fluctuante, así como la disipación de energía en el aire y en el cuenco. También se analiza un caso práctico aplicando tres metodologías: formulaciones empíricas, metodología semi-empírica y simulación numérica.

2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL SOBREVERTIDO DE PRESAS

Los mecanismos de disipación de energía se pueden agrupar de la siguiente forma: (a) aireación y desintegración del chorro en su caída, (b) entrada de aire y difusión del chorro dentro del cuenco, (c) impacto sobre el fondo del cuenco, y (d) recirculación en el cuenco (ver Figura 1).

Las condiciones iniciales de vertido (Issuance conditions) corresponden a las condiciones del flujo cuando abandona el aliviadero y empieza a caer libremente. En el caso de una presa bóveda, las condiciones de vertido se localizan en $z = -h$, donde z es la coordenada vertical con origen en la cresta del aliviadero, y h es la carga del aliviadero. En el caso de las presas de gravedad, las condiciones de vertido también se consideran en $z = -h$.

Las condiciones incidentes (Impingement conditions) corresponden a la sección del chorro antes del impacto con la superficie de agua del cuenco. En esta localización se define la velocidad media, V_j , y el espesor del chorro incidente, B_j . Las Figuras 3a y 3b muestran el sobrevertido en una presa bóveda y en una presa de gravedad, respectivamente.

Cuando el chorro cae una distancia suficientemente larga, entonces el núcleo sólido del chorro se desintegra y, a partir de aquí el flujo está totalmente desarrollado (L_b).

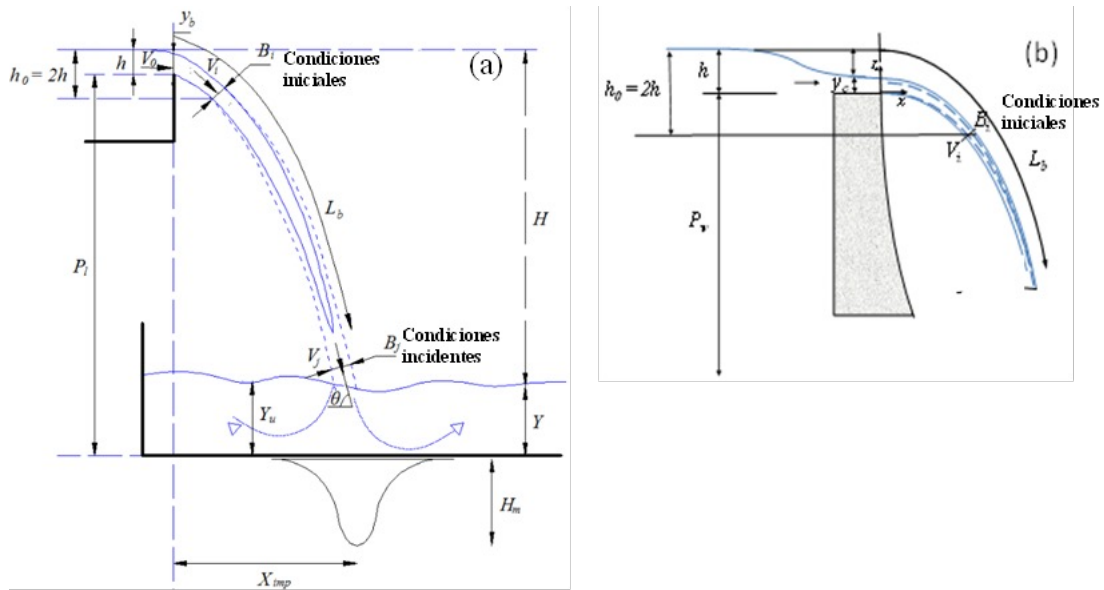


Figura 3. Vertido libre de un chorro rectangular (a) Sobrevertido en una presa bóveda (b) Sobrevertido sobre una presa de gravedad.

3. INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

En el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Politécnica de Cartagena se dispone de una instalación diseñada específicamente para el análisis de chorros turbulentos y bifásicos aire-agua, que permite el estudio de la disipación de energía de chorros turbulentos rectangulares en cuencos de aliviadero de vertido libre.

La instalación consiste en un mecanismo móvil que permite variar la altura del vertedero entre 1,5 y 3,5 m, y caudales desde 10 a 200 l/s. Las dimensiones del canal de entrada son de 4,0 m de longitud y 1,05 m de ancho. La descarga se produce a través de un aliviadero rectangular de cresta delgada de ancho 0,85 m y altura de 0,37 m. El cuenco de disipación, en el que se pueden simular diferentes alturas de colchón de agua, está construido en metacrilato con altura de 1,3 m y longitud de 3,0 m.

Los valores de energía cinética turbulenta en la entrada del canal se midieron con un Velocímetro Acústico Doppler (ADV): las velocidades y concentraciones medias de aire en diferentes secciones del chorro de caída libre se midieron con un equipo de fibra óptica y, las presiones instantáneas en el fondo del cuenco se registraron por medio de transductores pizoresistivos. Adicionalmente, se obtuvieron perfiles de velocidades y concentraciones de aire, aguas abajo del punto de impacto, por medio de ADV y fibra óptica, respectivamente. La Figura 4 muestra la instalación experimental en funcionamiento, así como un plano 3D de la misma.

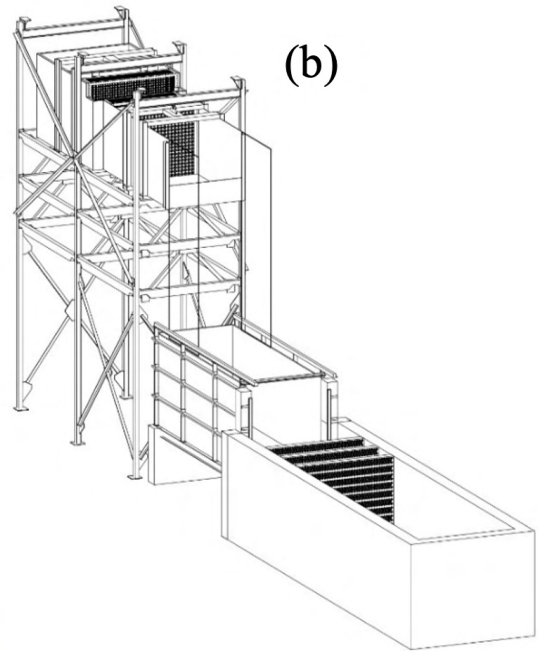
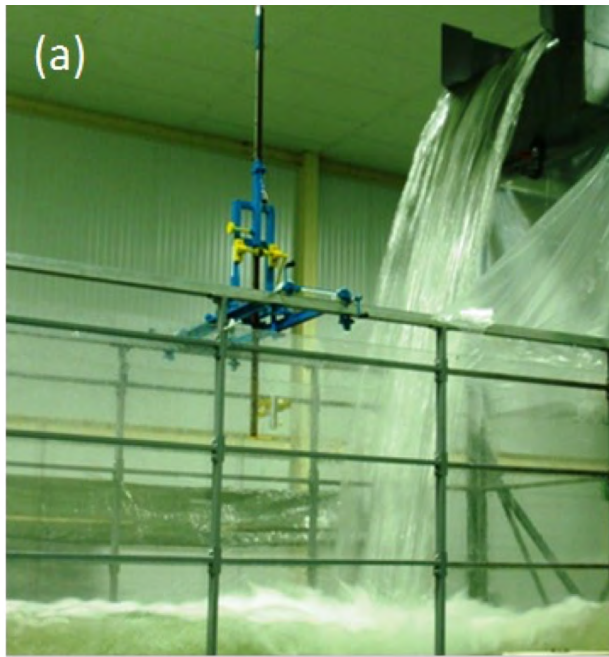


Figura 4. Instalación experimental de chorros turbulentos
(a) Ensayo para $H = 3,5$ m y $Q = 125$ l/s (b) Plano 3D de la instalación.

4. CARACTERIZACIÓN DE PRESIONES: COEFICIENTES DE PRESIÓN DINÁMICA MEDIA Y FLUCTUANTE

Castillo (2006, 2007) y Castillo et al. (2015) establecieron diferentes ecuaciones para calcular la disipación de energía en el aire y en colchón de agua, en función de las relaciones Y/B_j and H/L_b .

En colchones de agua no efectivos ($Y/B_j < 5$ en el caso de chorros rectangulares), la disipación de energía se produce por la entrada de aire durante la caída del chorro y el calado de agua desarrollado en el cuenco aguas arriba del impacto. La Figura 5 muestra el coeficiente de presión dinámica media C_p en el fondo del cuenco, la disipación de energía ED y el Factor de reducción F del coeficiente de presión dinámica fluctuante C_p' , en función de la relación altura de caída para longitud de rotura del chorro (H/L_b). La disipación de energía por efectos de difusión en el cuenco aparece si existe un colchón de agua efectivo ($Y/B_j > 5$ para el caso de chorro rectangular).

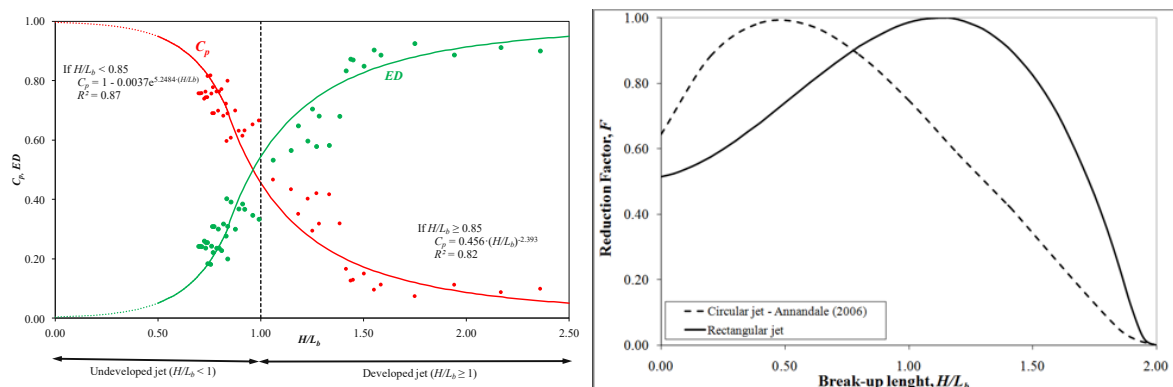


Figura 5. (a) Coeficiente de presión dinámica media C_p (disipación de energía en el aire ED). (b) Factor de reducción F del coeficiente de presión dinámica fluctuante C_p' en función de la relación H/L_b .

En la Figura 6 se indican los coeficientes de presión dinámica media C_p y fluctuante C_p' , en función de las relaciones Y/B_j y H/L_b , respectivamente.

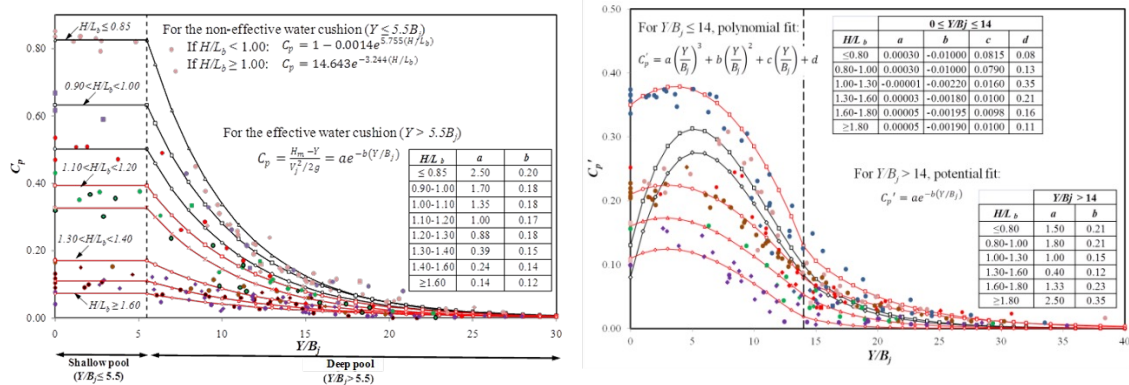


Figura 6. Coeficientes de presión dinámica media C_p y fluctuante C_p' , en función de las relaciones H/L_b y Y/B_j .

Estos coeficientes de presión dinámica se pueden usar como estimadores de los coeficientes de reducción de potencia del flujo. De esta forma, se consideran los efectos de desintegración en el aire y su difusión en el cuenco de disipación.

La Figura 7a muestra la distribución dinámica media de la presión alrededor del punto de estancamiento. Los chorros Desarrollados (Developed jet, $H/L_b > 1$) ocupan una mayor región de distribución de presiones que los chorros No desarrollados (Undeveloped jet, $H/L_b \leq 1$). La formulación de Aki (1969) ($b_{distib} = 0.13Y$) se extiende más que la envolvente de la presión dinámica media propuesta por otros autores. Las formulaciones de Cola (1966), Aki ($b_{distib} = 0.23Y$) propuesto por Xu Duo-Ming y Yu Chang-Zhao, 1983), Hartung y Häusler (1973) cuando $yk=7.2B_j$ y Beltaos (1976), se obtuvieron en chorros no aireados. Sus resultados están de acuerdo con la envolvente inferior de los datos obtenidos en laboratorio (pequeña aireación). La distribución de Hartung y Häusler (cuando $yk = 5B_j$) se ubica entre las distribuciones propuestas por los otros autores.

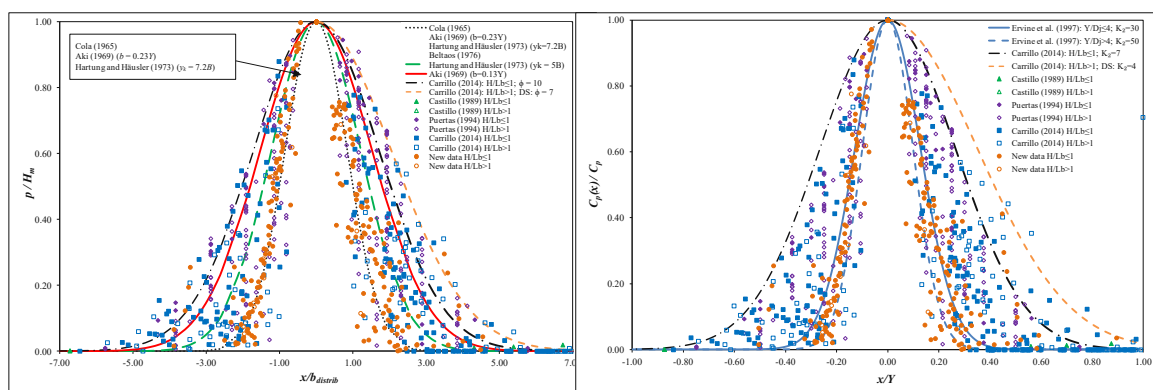


Tabla 6. Distribución de presión dinámica media: (a) en función de la región de influencia de la presión, distrib (b) en función de la altura de colchón de agua (Y).

Mediante el uso de la misma expresión general (ver Tabla 1), se obtuvieron diferentes envolventes superiores. Así, para $H/L_b \leq 1$, se ha obtenido un parámetro $\phi = 10$. Para $H/L_b > 1$, los

chorros son muy aireados y tienen una mayor región de influencia, siendo el parámetro $\phi = 7$ (ver Figura 7a).

Ervine et al. (1997) consideraron la variación del coeficiente de presión dinámica media en función de la altura del colchón de agua (ver Tabla 1), para el caso de chorros circulares. El parámetro K_2 varía desde 30 para calados poco profundos ($Y/D_j \leq 4$) a 50 para grandes calados. La distribución es válida para $H/L_b \leq 0,5$ y está de acuerdo con los resultados de los chorros rectangulares obtenidos cuando el chorro es menos aireado. Para chorros rectangulares con $H/L_b \leq 1$, se ha obtenido un parámetro $K_2 = 7$. Para $H/L_b > 1$, los chorros son altamente aireados y la región de influencia es mayor, obteniendo un valor de $K_2 = 4$ (Figura 7b).

| FORMULACIÓN | OBSERVACIONES | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|---------|--------|---------------------|-------|---------------------|--------|-----------|---------|--------|-------|-----------|-----------|---------|--------|-------|-----------|-----------|---------|--------|-------|-----------|-----------|---------|--------|-------|-----------|-----------|---------|--------|-------|-----------|-----------|---------|--------|-------|-----------|-------|--------|-------|--------|-------------|-------|--------|-----------|-------|------|------|-----------|------|------|------|-----------|------|------|------|-----------|------|------|------|----------|------|------|------|
| <p>Conditons iniciales:</p> $\frac{L_b}{B_i F_i^2} = \frac{K}{(\varphi F_i^2)^{0.82}}$ $L_b = \frac{C_d^{0.82} h^{0.73}}{2g^{0.68} \varphi^{0.82}} K$ <p>Conditons incidentes:</p> $B_j = B_g + 2\xi$ $B_j = \frac{q}{\sqrt{2gH}} + 4\varphi \sqrt{h} [\sqrt{2H} - 2\sqrt{h}]$ <p>Presión dinámica media (C_p):</p> <p>Si $Y/B_j \leq 5$ y $H/L_b < 0,85$</p> $C_p = 1 - 0.0037e^{5.2484(H/L_b)}$ <p>Si $H/L_b \geq 0.85$: $C_p = 0.456(H/L_b)^{-2.393}$</p> <p>Si $Y/B_j > 5$: $C_p = \frac{H_m - Y}{V_j^2/2g} = ae^{-b(Y/B_j)}$</p> | <p>$K \approx 0,85$, coeficiente de ajuste; $\varphi = K_u T_u$, parámetro de turbulencia</p> <p>K_u coeficiente turbulento. 1,24 (presas bóveda); 1,20 (presas de gravedad)</p> <p>T_u intensidad de turbulencia en condiciones iniciales. 0,012 (presas bóveda); 0,013 (presas de gravedad)</p> <p>C_d coeficiente de descarga. 2,1 (presas bóveda); 1,70 (presas de gravedad)</p> <p>h carga del aliviadero</p> <p>ξ expansión lateral del chorro</p> <p>B_j espesor del chorro incidente</p> <p>q caudal específico</p> <p>H diferencia entre el nivel aguas arriba y el nivel aguas abajo</p> <p>$g \approx 9,8$ m/s², aceleración de la gravedad</p> <p>H_m carga de presión media registrada en el fondo del cuenco (punto de estancamiento)</p> <p>Y profundidad del colchón de agua en el cuenco</p> <p>V_j velocidad media en condiciones incidentes</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>H/L_b</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>R^2</th> <th>$C_p (Y/B_j < 5,5)$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>< 0,75</td><td>1,740</td><td>-0,155</td><td>0,893</td><td>0,802</td></tr> <tr><td>0,75-0,85</td><td>1,850</td><td>-0,180</td><td>0,921</td><td>0,752</td></tr> <tr><td>0,85-1,05</td><td>1,550</td><td>-0,175</td><td>0,868</td><td>0,646</td></tr> <tr><td>1,05-1,15</td><td>1,200</td><td>-0,160</td><td>0,822</td><td>0,539</td></tr> <tr><td>1,15-1,25</td><td>1,200</td><td>-0,175</td><td>0,836</td><td>0,500</td></tr> <tr><td>1,25-1,35</td><td>1,130</td><td>-0,185</td><td>0,731</td><td>0,448</td></tr> <tr><td>1,35-1,60</td><td>0,390</td><td>-0,190</td><td>0,749</td><td>0,151</td></tr> <tr><td>$\geq 1,60$</td><td>0,160</td><td>-0,135</td><td>0,722</td><td>0,081</td></tr> </tbody> </table> | H/L_b | a | b | R^2 | $C_p (Y/B_j < 5,5)$ | < 0,75 | 1,740 | -0,155 | 0,893 | 0,802 | 0,75-0,85 | 1,850 | -0,180 | 0,921 | 0,752 | 0,85-1,05 | 1,550 | -0,175 | 0,868 | 0,646 | 1,05-1,15 | 1,200 | -0,160 | 0,822 | 0,539 | 1,15-1,25 | 1,200 | -0,175 | 0,836 | 0,500 | 1,25-1,35 | 1,130 | -0,185 | 0,731 | 0,448 | 1,35-1,60 | 0,390 | -0,190 | 0,749 | 0,151 | $\geq 1,60$ | 0,160 | -0,135 | 0,722 | 0,081 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| H/L_b | a | b | R^2 | $C_p (Y/B_j < 5,5)$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| < 0,75 | 1,740 | -0,155 | 0,893 | 0,802 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,75-0,85 | 1,850 | -0,180 | 0,921 | 0,752 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,85-1,05 | 1,550 | -0,175 | 0,868 | 0,646 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,05-1,15 | 1,200 | -0,160 | 0,822 | 0,539 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,15-1,25 | 1,200 | -0,175 | 0,836 | 0,500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,25-1,35 | 1,130 | -0,185 | 0,731 | 0,448 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,35-1,60 | 0,390 | -0,190 | 0,749 | 0,151 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\geq 1,60$ | 0,160 | -0,135 | 0,722 | 0,081 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>Presión dinámica fluctuante (C'_p):</p> $C'_p = \frac{H'}{V_j^2/2g}$ <p>$Y/B_j < 14$:</p> $C'_p = a \left(\frac{Y}{B_j}\right)^3 - b \left(\frac{Y}{B_j}\right)^2 + c \left(\frac{Y}{B_j}\right) + d$ <p>$Y/B_j \geq 14$:</p> $C'_p = a \left(\frac{Y}{B_j}\right)^b$ | <p>H' raíz cuadrática media de presiones instantáneas</p> <p>V_j velocidad de chorro incidente</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>H/L_b</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>c</th> <th>d</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>< 0,75</td><td>0,0003000</td><td>-0,0086</td><td>0,0590</td><td>0,100</td></tr> <tr><td>0,75-0,85</td><td>0,0003400</td><td>-0,0090</td><td>0,0500</td><td>0,200</td></tr> <tr><td>0,85-1,05</td><td>0,0003450</td><td>-0,0100</td><td>0,0625</td><td>0,230</td></tr> <tr><td>1,05-1,35</td><td>0,0000005</td><td>-0,0017</td><td>0,0130</td><td>0,240</td></tr> <tr><td>1,35-1,60</td><td>0,0000300</td><td>-0,0017</td><td>0,0070</td><td>0,210</td></tr> <tr><td>$> 1,60$</td><td>0,0002000</td><td>-0,0054</td><td>0,0290</td><td>0,140</td></tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>H/L_b</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>R^2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>< 0,75</td><td>0,30</td><td>0,12</td><td>0,72</td></tr> <tr><td>0,75-0,85</td><td>0,40</td><td>0,13</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,85-1,05</td><td>0,60</td><td>0,14</td><td>0,66</td></tr> <tr><td>1,05-1,35</td><td>0,70</td><td>0,14</td><td>0,70</td></tr> <tr><td>1,35-1,60</td><td>0,50</td><td>0,15</td><td>0,81</td></tr> <tr><td>$> 1,60$</td><td>1,05</td><td>0,24</td><td>0,75</td></tr> </tbody> </table> | H/L_b | a | b | c | d | < 0,75 | 0,0003000 | -0,0086 | 0,0590 | 0,100 | 0,75-0,85 | 0,0003400 | -0,0090 | 0,0500 | 0,200 | 0,85-1,05 | 0,0003450 | -0,0100 | 0,0625 | 0,230 | 1,05-1,35 | 0,0000005 | -0,0017 | 0,0130 | 0,240 | 1,35-1,60 | 0,0000300 | -0,0017 | 0,0070 | 0,210 | $> 1,60$ | 0,0002000 | -0,0054 | 0,0290 | 0,140 | H/L_b | a | b | R^2 | < 0,75 | 0,30 | 0,12 | 0,72 | 0,75-0,85 | 0,40 | 0,13 | 0,76 | 0,85-1,05 | 0,60 | 0,14 | 0,66 | 1,05-1,35 | 0,70 | 0,14 | 0,70 | 1,35-1,60 | 0,50 | 0,15 | 0,81 | $> 1,60$ | 1,05 | 0,24 | 0,75 |
| H/L_b | a | b | c | d | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| < 0,75 | 0,0003000 | -0,0086 | 0,0590 | 0,100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,75-0,85 | 0,0003400 | -0,0090 | 0,0500 | 0,200 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,85-1,05 | 0,0003450 | -0,0100 | 0,0625 | 0,230 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,05-1,35 | 0,0000005 | -0,0017 | 0,0130 | 0,240 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,35-1,60 | 0,0000300 | -0,0017 | 0,0070 | 0,210 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $> 1,60$ | 0,0002000 | -0,0054 | 0,0290 | 0,140 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| H/L_b | a | b | R^2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| < 0,75 | 0,30 | 0,12 | 0,72 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,75-0,85 | 0,40 | 0,13 | 0,76 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,85-1,05 | 0,60 | 0,14 | 0,66 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,05-1,35 | 0,70 | 0,14 | 0,70 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,35-1,60 | 0,50 | 0,15 | 0,81 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $> 1,60$ | 1,05 | 0,24 | 0,75 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>Distribución de presión media alrededor del punto de estancamiento</p> <p>Chorro rectangular. Cola (1966), Aki (1969), Hartung and Hausler (1973), Beltaos (1976), Castillo (1989), Castillo (2006), Castillo et al. (2015):</p> $\frac{p}{H_m} = e^{-\phi \left(\frac{x}{b_{distrib}}\right)}$ <p>Chorro circular. Ervine et al. (1997):</p> $\frac{C_p(x)}{C_p} = e^{-K_2 \left(\frac{x}{Y}\right)^2}$ <p>Chorro circular. Bollaert (2002):</p> $\frac{C_p(x)}{C_p} = e^{-K_3 \left(\frac{x}{x_{max}}\right)^2}$ | <p>p distribución de presión dinámica media</p> <p>H_m presión dinámica media en el punto de estancamiento</p> <p>ϕ parámetro de ajuste</p> <p>$b_{distrib}$ ancho de la región de influencia de la presión. Distancia entre los puntos de aguas arriba y aguas abajo donde $p=H_m/2$</p> <p>Cola: $\phi=0,685$; $b_{distrib}=0,13Y$</p> <p>Aki: $\phi=0,664$; $b_{distrib}=0,23Y$</p> <p>Hartung and Hausler: $\phi=0,688$; $b_{distrib}=0,13Y$</p> <p>Beltaos: $\phi=0,693$; $b_{distrib}=0,13Y$</p> <p>Chorro circular:</p> <p>$Y/D_j \leq 4$; $K_2 = 30$</p> <p>$Y/D_j > 4$; $K_2 = 50$</p> <p>Chorro rectangular</p> <p>$Y/B_j \leq 5$; $K_2 = 30$</p> <p>$Y/B_j > 5$; $K_2 = 50$</p> <p>Chorro circular: $x_{max} = 0.5D_j + 0.25Y$</p> <p>$Y/D_j \leq 5,5$; $K_3 = 3$</p> <p>$Y/D_j > 5,5$; $K_3 = 6$</p> <p>Chorro rectangular: $x_{max} = 0.5B_j + 0.25Y$</p> <p>$Y/B_j \leq 5$; $K_3 = 2,5$</p> <p>$Y/B_j > 5$; $K_3 = 5,5$</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabla 1. Resumen de las principales formulaciones para la caracterización de presiones en los cuencos de disipación, debido a la acción de chorros de vertido libre.

5. CASO DE ESTUDIO

A continuación, se presenta un caso práctico de estudio, en el que se aplican tres métodos de cálculo: formulaciones empíricas, metodología semi-empírica y simulación numérica.

5.1. Características de la presa

Los métodos se aplican al estudio de las acciones de los desagües (lámina libre y de medio fondo) de la presa Paute-Cardenillo, localizada en el río Paute (Ecuador). Es una presa bóveda con una altura máxima hasta cimientos de 135 m (ver Figura 8a). El nivel superior se encuentra en la cota 926 m s.n.m. y el nivel máximo normal en la cota 924 m s.n.m.

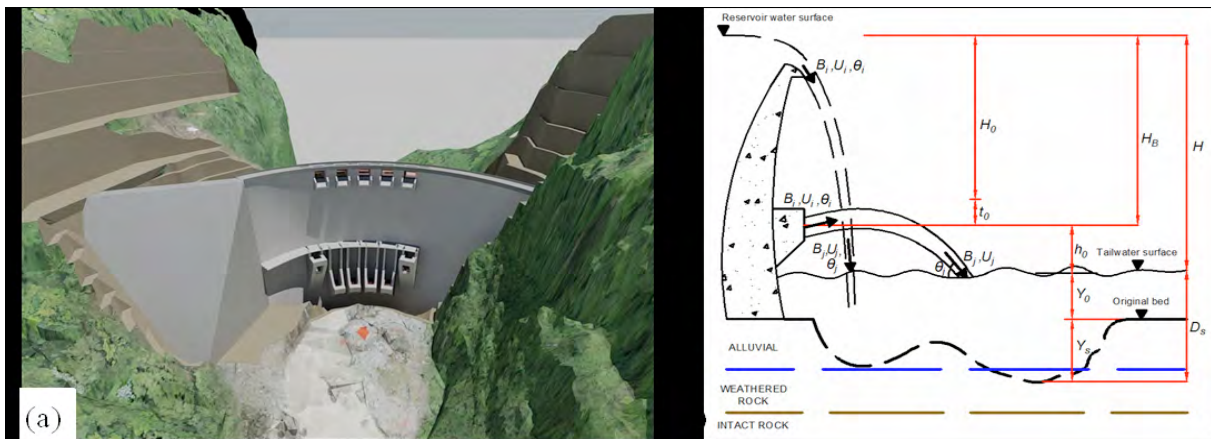


Figura 7. Presa Paute-Cardenillo: (a) Vista tridimensional; (b) Esquema de socavación.

El fondo del río consiste en una capa de aluvial de 24 m de profundidad, bajo la cual se sitúa una capa de 10 m de roca meteorizada (Figura 8b). En la Tabla 2 se indican las principales dimensiones características del aluvial y la roca meteorizada.

| MATERIAL DE FONDO | D_{16} (m) | D_{50} (m) | D_{84} (m) | D_{90} (m) | D_m (m) |
|---------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------|
| Aluvial (820 a 796 m s.n.m.) | 0,006 | 0,150 | 0,225 | 0,240 | 0,124 |
| Roca meteorizada (796 a 786 m s.n.m.) | 0,045 | 0,160 | 0,500 | 0,550 | 0,235 |

Tabla 2. Dimensiones características de las partículas del material de fondo.

La presa tiene un aliviadero de superficie controlado por cinco compuertas abatibles (7,20 x 5,60 m) diseñadas para verter un caudal de $Q_4 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$ (período de retorno TR = 4 años) y, un desagüe de medio fondo a través de dos conductos casi simétricos (5,00 m x 5,80 m). Considerando el nivel máximo de operación (924 m), el caudal de diseño del desagüe intermedio es $Q_{40} = 1760 \text{ m}^3/\text{s}$ (período de retorno TR = 40 años). De esta forma el caudal de diseño total del aliviadero y desagüe de medio fondo es $Q_{100} = 2340 \text{ m}^3/\text{s}$ (período de retorno TR = 100 años). El desagüe de fondo consiste en cuatro compuertas radiales (5,00 m x 6,80 m). De acuerdo con el Consorcio PCA (2013), la capacidad de descarga total de la presa es $Q_{1000} = 5520 \text{ m}^3/\text{s}$ (período de retorno TR = 1000 años).

5.2. Formulaciones empíricas

Se ha estimado la profundidad del foso de socavación para diferentes caudales desaguados. Se han analizado 31 formulaciones. Algunas son formulaciones clásicas como Schoklitsch (1932), Veronese-B (1937), Eggenberger (1943). Se han considerado también formulaciones más recientes como Taraimovich (1978), INCYTH (1982), Mason (1989), Liu (2005), Bombardelli and Gioia (2006), Suppasri (2007), and Pagliara et al. (2008).

La mayoría de las formulaciones fueron establecidas por análisis dimensional y estadístico en modelos reducidos con escala de Froude, con pocas formulaciones basadas en mediciones en prototipo, siendo la mayoría obtenidas en estudios de casos particulares y para trampolines de lanzamiento.

Puesto que en la presa Paute-Caedenillo la descarga se produce por un aliviadero de superficie libre y por un flujo en presión por medio del desagüe de medio fondo, ha sido necesario modificar y adaptar la expresión general de cálculo, obteniendo la siguiente expresión general simplificada:

$$D_s = Y_0 + Y_s = \Gamma \frac{q^x H_n^y Y_0^w}{g^z d^z} \quad (1)$$

donde D_s es la profundidad de socavación por debajo del nivel de agua en la descarga, Y_0 el calado de agua en la descarga, Y_s la profundidad de socavación bajo el fondo inicial, Γ un coeficiente experimental, q el caudal específico, H_n la carga neta de energía y d el tamaño característico del material de fondo. El significado del resto de variables se puede ver en la Figura 8b.

En la Ecuación (1) x , y , z , v y w son exponentes empíricos definidos por regresión u optimización, t_0 la pérdida de energía en el conducto, $H_n = H_0 = H_B - t_0$ la pérdida de energía neta a la salida del desagüe de medio fondo, H la altura de caída desde el nivel de embalse al nivel aguas abajo de la presa (trampolín de lanzamiento o aliviadero de vertido libre), h_0 la distancia vertical entre la salida del desagüe y el nivel aguas abajo, h la distancia vertical entre el nivel de aguas abajo y el fondo de socavación, B_p , U_p , θ_i el espesor, velocidad y ángulo del chorro en condiciones iniciales, B_j , U_j , θ_j el espesor total, velocidad y ángulo del chorro en condiciones incidentes.

Las Tablas 3 y 4 muestran los coeficientes correspondientes a cinco fórmulas simplificadas y generales, respectivamente, cuyos valores de socavación caen en el rango del valor medio ± 1 desviación estándar en cada caudal específico. El proceso se repitió dos veces.

| AUTOR | Γ | x | y | z | d |
|---------------------------|----------|------|--------|--------|----------|
| Hartung (1959) | 1,400 | 0,64 | 0,360 | 0,32 | d_{85} |
| Chee y Padiyar (1969) | 2,126 | 0,67 | 0,180 | 0,063 | d_m |
| Bisazand y Tschopp (1972) | 2,760 | 0,50 | 0,250 | 1,00 | d_{90} |
| Martins-A (1975) | 1,500 | 0,60 | 0,100 | 0,00 | - |
| Machado (1982) | 1,350 | 0,50 | 0,3145 | 0,0645 | d_{90} |

Tabla 3. Coeficientes de cinco fórmulas simplificadas de socavación.

| Autor (año) | Fórmula | Párametros |
|----------------------------|---|--|
| Jaeger (1939) | $D_s = 0.6q^{1/2} H_n^{1/4} (h/d_m)^{1/3}$ | d_m = tamaño medio de partícula de material de fondo |
| Rubinstein (1963) | $D_s = h + 0.19 \left(\frac{H_n + h}{d_{90}} \right)^{3/4} \left(\frac{q^{6/5}}{H_n^{23/49} h^{1/3}} \right)$ | d_{90} = tamaño material de fondo, 90% más pequeño en peso |
| Mirskhulava (1967) | $D_s = \left(\frac{0.97}{d_{90}^{1/2}} - \frac{1.35}{H_n^{1/2}} \right) \frac{q \sin \theta_T}{1 - 0.175 \cot \theta_T} + 0.25h$ | θ_T = ángulo del chorro incidente |
| Mason (1989) | $D_s = 3.39 \frac{q^{3/5} (1 + \beta)^{3/10} h^{4/25}}{g^{1/3} d^{3/50}}$ | g = gravedad (9,81 m/s ²) |
| Bombardelli y Gioia (2006) | Axisymmetric jet: $D_s = \Gamma \frac{q^{2/5} H_n^{2/5}}{g^{1/5} d^{2/5}} \left[\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right]^{-3/5}$ | β = relación aire-agua ρ = densidad del agua ρ_s = densidad del sedimento Γ = coeficiente experimental |

Tabla 4. Cinco fórmulas generales de socavación.

La Figura 9 muestra los resultados obtenidos para el aliviadero de superficie libre. Se indica el rango del valor medio ± 1 desviación estándar. La socavación máxima que es posible calcular es hasta la roca meteorizada (socavación total 34 m) puesto que la roca sana representa una condición de contorno rígido en las diferentes fórmulas de socavación. Considerando el valor medio para el caudal de diseño (700 m³/s), la socavación podría alcanzar una profundidad de 17 m. Sin embargo, para un valor medio + 0,50 desviación estándar, el caudal de diseño penetraría totalmente el aluvial (socavación 24 m). Si se considera el valor medio + 1 desviación estándar, el caudal de diseño alcanzaría a la capa de roca intacta (socavación 34 m).

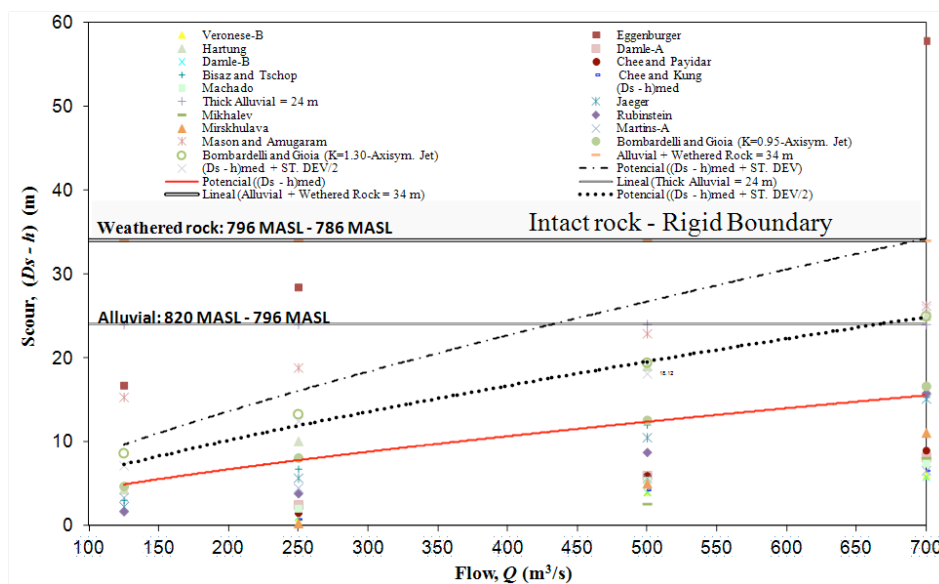


Figura 8. Socavación del aluvial y roca meteorizada debido a los diferentes caudales desaguados por el aliviadero de superficie libre.

En la Figura 10 se muestran los resultados obtenidos por el desagüe de medio fondo. También se indica el rango de los valores medios ± 1 desviación estándar y 0,50 desviación estándar. Para los valores medios el chorro socavaría la capa aluvial (24 m) para un caudal de período de retorno $Q_{22} = 1230 \text{ m}^3/\text{s}$. El flujo de diseño $Q_{40} = 1760 \text{ m}^3/\text{s}$ penetraría más de 32 m, pero no alcanzaría al estrato de roca sana. Sin embargo, con el valor medio + 0,50 desviación estándar, el caudal de $1550 \text{ m}^3/\text{s}$ erosionaría completamente la capa de roca meteorizada (34 m).

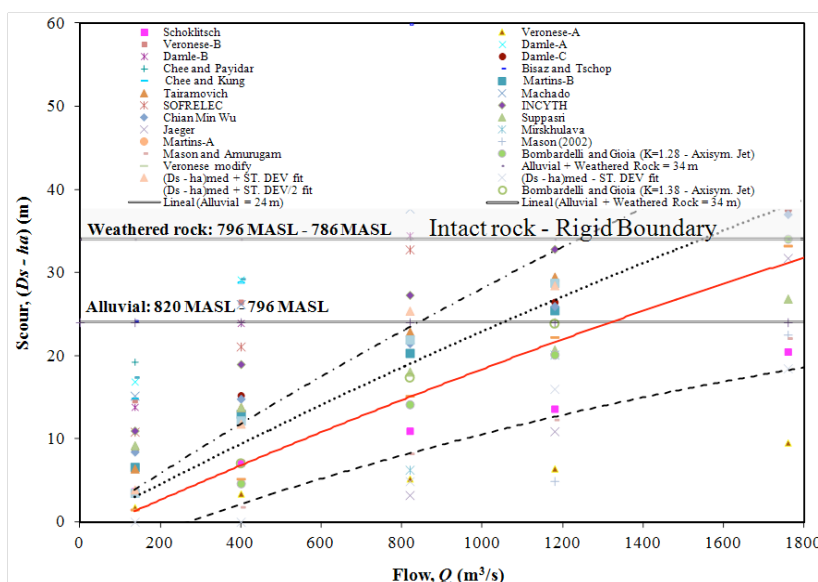


Figura 1. Socavación del aluvial y roca meteorizada por las descargas del desagüe de medio fondo.

5.3. Metodología semi-empírica

El índice de erosionabilidad se basa en un umbral erosivo que relaciona la magnitud de la capacidad de erosión relativa del agua con la capacidad de un material (natural o artificial) para resistir la socavación. Así, existe una correlación entre la potencia de la corriente del flujo o magnitud de la capacidad erosiva del agua (P) y una función matemática $[f(K)]$ que representa la capacidad del material a resistir la erosión.

En flujos turbulentos la socavación está causado principalmente por las presiones fluctuantes. La caracterización de las presiones de fluctuación de los chorros incidentes en los cuencos de disipación de energía, han sido estudiados principalmente por Ervine y Falvey (1987), Ervine et al. (1997), Castillo (1989, 2006, 2007), Castillo et al. (2015, 2016, 2018), Puertas (1994), Bollaert y Schleiss (2003), Felderspiel (2011), Carrillo (2014). Algunos de los principales resultados de los artículos publicados por el Grupo Hidr@m, han sido incluidos en el Manual de la Agencia Federal de Gestión de Emergencias de los Estados Unidos, FEMA (2014) (<https://www.fema.gov/media-collection/dam-safety-publications>); así como en la Guía de Ingeniería para la Evaluación de Proyectos Hidroeléctricos, Capítulo 11 – Presas Bóveda, de la Comisión Regulatoria Federal de Energía FERC. Washington, DC, USA, 2018 (<https://www.ferc.gov/sites/default/files/2020-04/chap11.pdf>).

Las presiones dinámicas de los chorros turbulentos son función de la intensidad de turbulencia en condiciones de descarga, la longitud de caída del chorro, diámetro (chorro circular) o espesor (chorro rectangular) en condiciones incidentes y la profundidad del colchón de agua. Annandale (1995, 2006) resumió y estableció una relación entre la potencia del flujo y el índice

de erosionabilidad para una amplia variedad de materiales y condiciones de flujo. La potencia disponible del flujo por unidad de superficie de un chorro incidente es:

$$P_{jet} = \frac{\gamma Q H}{A} \quad (2)$$

donde γ es el peso específico del agua, Q el caudal, H la altura de caída o carga de energía aguas arriba y A el área del chorro en la superficie de impacto. Esta área se estimó usando la ecuación del espesor del chorro incidente en el caso del chorro de vertido libre [27,28], en el que se consideran la distancia de caída y el caudal específico (ver Tabla 1).

El índice de erosionabilidad se define como:

$$K = M_s K_b K_d J_s \quad (3)$$

donde M_s es el número de resistencia de masa, K_b el número de tamaño del bloque, K_d el número de la resistencia al corte en el contorno de discontinuidad y J_s el número de estructura relativa al grano.

El umbral de resistencia de la roca a la potencia del flujo, expresado en kW/m², se calcula en función del índice de erosionabilidad K :

$$P_{rock} = 0,48 K^{0,44} \quad \text{si} \quad K \leq 0,1$$

$$P_{rock} = K^{0,75} \quad \text{si} \quad K > 0,1 \quad (4)$$

Las Tablas 5 y 6 muestran las fórmulas de los parámetros y los valores de las diferentes variables consideradas, así como sus respectivos cálculos.

| Material | Fórmula | Parámetros |
|----------------------------|--|--|
| Roca | $M_s = 0.78 C_r UCS^{1.05}$ when $UCS \leq 10 MPa$ $M_s = C_r UCS$ when $UCS > 10 MPa$ $C_r = \frac{g \rho_r}{\gamma_r}$ | UCS = Resistencia a compresión no confinada C_r = coeficiente de densidad relativa ρ_r = densidad de la masa g = gravedad γ_r = peso específico unitario roca de referencia ($27 \cdot 10^3$ N/m ³) |
| Suelo granular no-cohesivo | Magnitud relativa se obtiene por medio de penetración estándar (SPT). Cuando valor SPT excede 80, el material granular no-cohesivo se considera como una roca. | |
| Roca | $K_b = \frac{RQD}{J_n}$ | RQD = calidad de roca RQD = valores entre 5 y 100 J_n = valores entre 1 y 5 K_b = valores entre 1 y 100 J_n = Sistema número de juntas |
| Suelo granular no-cohesivo | $K_b = 1000 D^3$ | d = diámetro característico de partícula |
| Roca | $K_d = \frac{J_r}{J_a}$ | J_r = número de rugosidad de pared de junta J_a = número de alteración de pared de junta |
| Suelo granular no-cohesivo | $K_d = \tan \phi$ | Φ = ángulo de fricción residual del material granular |

Tabla 5. Parámetros de índices de erosionabilidad. Fuente: adaptado desde Annandale (2006).

| VARIABLE | VALOR |
|--|-------|
| Angle de fricción interna de roca, SPT (°) | 38 |
| Peso específico (kN/m ³) | 27,64 |
| Resistencia a compresión no confinada, UCS (Mpa) | 50 |
| Coefficiente densidad relativa, Cr | 1,024 |
| RQD (calculado) | 82,66 |
| Sistema del número de juntas (calculado), Jn | 1,83 |
| Espaciamiento de discontinuidad, Jx, Jy, Jz (m) | 0,5 |
| Diámetro bloque promedio (calculado), (m) | 0,5 |
| Grado de rugosidad, Jr | 2 |
| Grado de alteración, Ja | 1 |

Tabla 6. Metodología semi-empírica. Valores de entrada y calculados.

La presión dinámica en el fondo del cuenco de disipación se establece por dos componentes: la presión dinámica media C_p y fluctuante C_p' (Figuras 5 y 6). Podemos usar estos coeficientes de presión dinámica como estimadores de los coeficientes de reducción de la potencia de flujo, debido a la desintegración del chorro en el aire y su difusión en el cuenco (Annandale, 2006). De aquí, las presiones dinámicas son también función de las relaciones, altura de caída para la altura de desintegración del chorro (H/Lb) y profundidad del colchón de agua para el espesor del chorro incidente (Y/Bj). Así, la presión dinámica total se puede expresar como:

$$\overline{P_{total}} = C_p(Y/Bj)P_{jet} + FC_p'(Y/Bj)P_{jet} \quad (5)$$

donde $C_p(Y/Bj)$ es el coeficiente de presión dinámica media, $C_p'(Y/Bj)$ el coeficiente de presión dinámica fluctuante, P_{jet} la potencia del flujo por unidad de área y F el factor de reducción del coeficiente de presión dinámica fluctuante (ver Figura 6). En el caso de chorros rectangulares de vertido libre (nappe flow), se utilizan los resultados obtenidos en el laboratorio de Hidráulica por los miembros del Grupo I+D+i Hidr@m de la Universidad Politécnica de Cartagena (Carrillo, 2014, Castillo, 2006, 2007, Castillo et al., 2014, 2015, 2016, 2017, 2018).

En la Figura 11 se indica la potencia de flujo del chorro de vertido libre, junto con el umbral de potencia del aluvial, roca meteorizada y roca sana. Considerando un colchón de agua $h_a = 24$ m (calado aguas abajo $h = 6$ m), el caudal de 500 m³/s tendría la potencia para erosionar la roca meteorizada, aunque el caudal de diseño 700 m³/s, no tendría suficiente potencia para llegar hasta la roca sana. Así, la socavación máxima podría penetrar una profundidad $D_s = 26$ m (aluvial 24 m y roca meteorizada 2 m).

En el caso del desagüe de medio fondo, el flujo no corresponde estrictamente con un caso de chorro circular ni rectangular de vertido libre (nappe flow). Para chorros circulares, los valores de C_p y C_p' son válidos para $H/Lb \leq 0,50$ (Ervine et al., 1997). Sin embargo, para el caudal de diseño ($Q_{40} = 1760$ m³/s) el valor $H/Lb = 1,67$. Por esta razón los cálculos de la Figura 12 se llevaron a cabo usando una analogía de chorro rectangular.

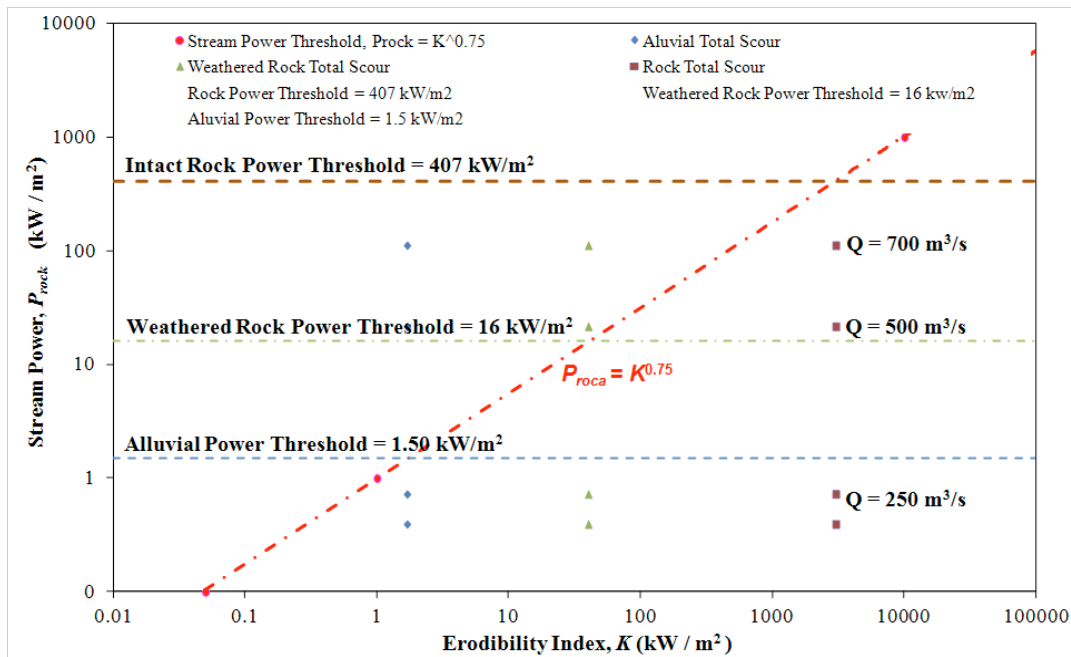


Figura 2. Factor de potencia de flujo del chorro de vertido libre para diferentes caudales, en función de los índices de erosionabilidad del aluvial, roca meteorizada y roca sana ($h_a = Y = 24 \text{ m}$, $h = 6 \text{ m}$).

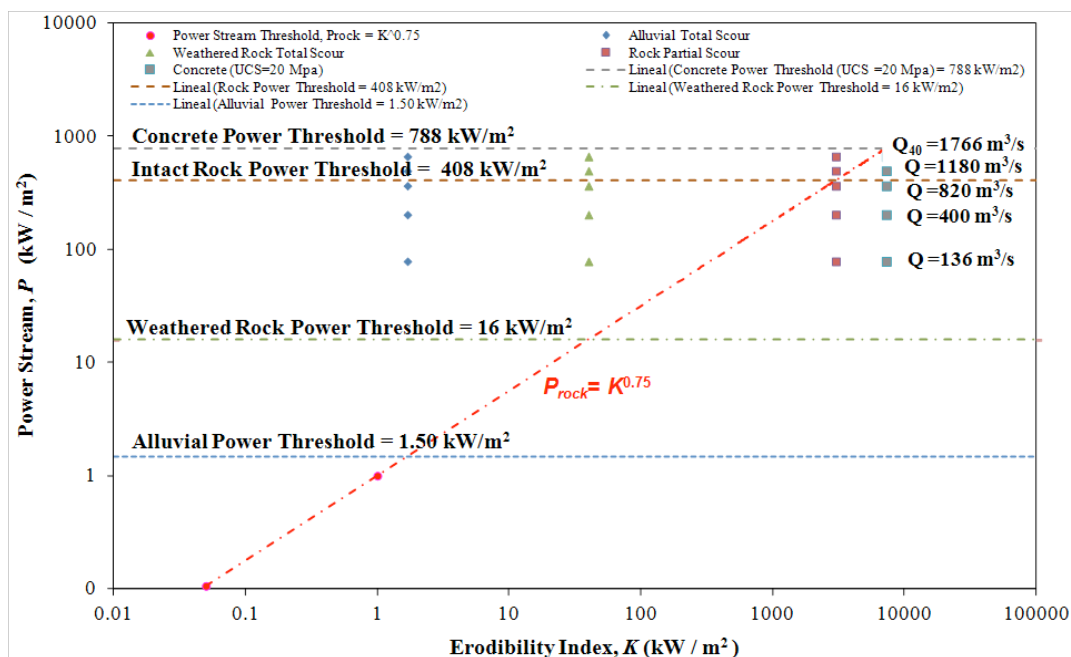


Figura 3. Factor de potencia de flujo del chorro del desagüe de medio fondo para diferentes caudales, en función de los índices de erosionabilidad del aluvial, roca meteorizada y roca sana ($h_a = Y = 24 \text{ m}$, $h = 6 \text{ m}$).

El umbral de resistencia del flujo de la roca meteorizada ($P_{\text{weathered_rock}} = 16 \text{ kW/m}^2$) no resiste el caudal de período de retorno anual ($Q_{ma} = 136 \text{ m}^3/\text{s}$). El umbral de Resistencia de roca sana ($P_{\text{rock}} = 408 \text{ kW/m}^2$) podría resistir hasta un caudal de período de retorno de 5 años ($Q_5 = 820 \text{ m}^3/\text{s}$). El caudal $Q_{10} = 1180 \text{ m}^3/\text{s}$ ya excedería la resistencia de roca sana, mientras el caudal de diseño $Q_{40} = 1766 \text{ m}^3/\text{s}$, produciría una significativa socavación en roca sana. Como solución al problema de socavación, se propone construir una losa de hormigón con una resis-

tencia característica de 20 MPa y un espesor de 2 m ($P_{conc} = 788 \text{ kW/m}^2$), colocada directamente sobre el nivel del aluvial (796 m s.n.m.).

La geometría del cuenco pre-excavado sería similar a la geometría de cuenco que se formaría con el caudal de diseño $Q_{40} = 1766 \text{ m}^3/\text{s}$. La Figura 12 indica que la losa de hormigón resistiría la potencia del flujo del caudal de diseño ($P_{jet} = 666 \text{ kW/m}^2$).

5.4. Simulación numérica

Como complemento y verificación de las metodologías empírica y semi-empírica, se ha llevado a cabo simulaciones con un modelo numérico tridimensional. Estas simulaciones permiten realizar una caracterización más detallada de los efectos locales del transporte de sedimento. Se ha utilizado el programa de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD), FLOW-3D. El programa resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes discretizadas por el método de diferencias finitas e incorpora diversos modelos de turbulencia, un modelo de transporte de sedimentos (Meyer-Peter y Müller, 1948) y un modelo empírico de erosión de fondo (Mastbergen y Von den Berg, 2003; Brethour y Burnham, 2010), junto con un método para calcular la superficie libre del fluido sin necesidad de resolver la componente de aire TrueVOFTM (Hirt y Nichols, 1981).

Para simular el funcionamiento adecuado del aliviadero de vertido libre, se han llevado a cabo varias simulaciones mediante análisis de sensibilidad: modelos de entrada de aire, modelos de turbulencia, tamaño de malla y tipo de solver, entre otros (Castillo y Carrillo 2014, 2015). Se ha comparado las presiones obtenidas en el punto de estancamiento y sus coeficientes asociados de presión dinámica media con la metodología paramétrica. Los datos para el análisis fueron: $q = 19,44 \text{ m}^2/\text{s}$ y $H = 120,00 \text{ m}$. Con estos datos, el espesor del chorro incidente calculado fue $B_j = 1,46 \text{ m}$. Los resultados más precisos se han obtenido usando un tamaño de malla de 0,20 m. En las opciones del solver, se ha seleccionado el método de estabilidad y convergencia y la superficie libre se estableció con el método de Lagrange. En la Tabla 7 se compara la presión media y el coeficiente de presión dinámica media obtenidos para el caso de un colchón de agua no efectivo.

| VARIABLE | METODOLOGÍA PARAMÉTRICA | FLOW-3D |
|--|-------------------------|---------|
| Altura de caída neta (m) | 120,00 | 120,00 |
| Presión dinámica media (m) | 30,56 | 33,44 |
| Coefficiente presión dinámica media, C_p | 0,28 | 0,31 |

Tabla 7. Comparación de presiones y C_p , considerando un colchón de agua $Y_o = 2 \text{ m}$.
Fuente: Castillo y Carrillo (2014, 2015).

El máximo tamaño de partícula que el programa admite es de 35 mm (Flow Science, 2014). Por esta razón, las simulaciones se hicieron con un modelo de similitud de Froude escala 1:50, transformado los resultados obtenidos a escala de prototipo.

El modelo se construyó con 4.159.233 celdas y la socavación alcanzó el estado estacionario después de 60 segundos de simulación. Con esta configuración, el tiempo de cálculo fue de aproximadamente 20,80 días con procesador Intel CoreI i7-2600 CPU @3.40GHz y 24.0 GB

RAM. Más detalles de la simulación se puede ver en Castillo y Carrillo (2016). En la Figura 13 se puede observar la socavación obtenida con la simulación CFD. La profundidad de socavación fue de 34 m (aluvial 24 m y roca meteorizada 10 m), el cual es más grande que el obtenido con el valor medio de las formulaciones empíricas (17 m) y con la metodología semiempírica (~ 26 m). La socavación es similar al valor medio + 1 desviación estándar de las fórmulas empíricas (34 m). Sin embargo, este valor es un umbral máximo de socavación, puesto que la modelación a escala 1:50 contiene efectos de escala que son difíciles de cuantificar.

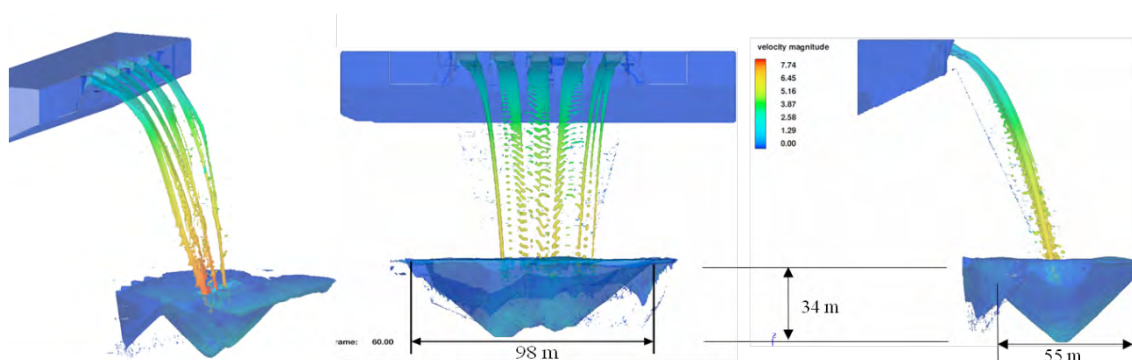


Figura 4. Socavación producida por el chorro de vertido libre. Simulación bicapa: aluvial 24 m y roca meteorizada 10 m (escala de Froude 1:50. Velocidad incidente en prototipo = $6,1 \times (50)^{1/2} = 43,13$ m/s).

Para el desagüe de medio fondo (dos conductos rectangulares de 5,00 x 5,80 m), el tamaño de malla es función de sus dimensiones y del espesor de los chorros desaguados. La malla consistió en elementos hexahédricos de 0,02 m (equivalente a 1,00 m en prototipo). Las condiciones de contorno en la entrada fueron el caudal y la altura de agua, y las condiciones hidráulicas existentes, aguas abajo. El dominio consistió en 2.177.770 celdas activas. El tamaño del paso de cálculo temporal se controló por el criterio de estabilidad y convergencia.

Las presiones obtenidas en el punto de estancamiento y sus coeficientes de presión dinámica media asociados fueron comparados con los resultados de la metodología paramétrica. Después de 50 s de simulación ($4,75 \times 10^6$ s de CPU, 7,2 días de tiempo de cálculo), la profundidad máxima de socavación alcanzó la roca intacta (34 m). Este valor es un poco mayor que el obtenido con el ajuste de valor medio de las fórmulas empíricas (32 m), es igual al valor medio + 0,50 desviación estándar (34 m), y un poco más pequeño que el valor obtenido con la metodología semiempírica (aluvial 24 m, roca meteorizada 10 m y roca intacta > 2m). En la Figura 14 se observa la forma y tamaño de la socavación, simulando un material bicapa (aluvial 24 m y roca meteorizada 10 m).

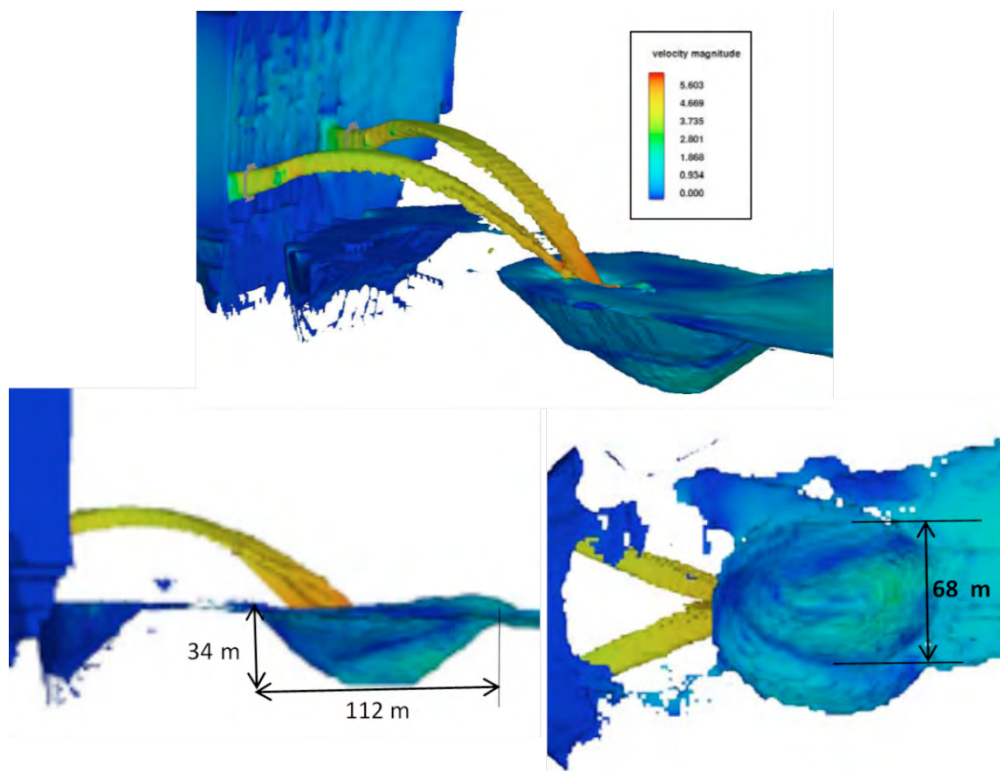


Figura 5. Socavación producida por el desagüe de medio fondo. Simulación bicapa: aluvial 24 m y roca meteorizada 10 m (Escala de Froude 1:50. Velocidad incidente en prototipo = $5,4 \times (50)^{1/2} = 38,18$ m/s).

En la Tabla 8 se resume la socavación máxima obtenida en el caso del aliviadero de vertido libre y por los desagües de medio fondo, cuando se considera el caudal de diseño.

Para las formulaciones empíricas se han considerado tres valores: el valor medio de 31 fórmulas (Y_s), el valor medio + 0,50 desviación estándar ($Y_s + 0,50 SD$) y el valor medio + 1 desviación estándar ($Y_s + SD$).

| MÉTODO | ALIVIADERO DE VERTIDO LIBRE $Q_4 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$ | | | DESAGÜE DE MEDIO FONDO $Q_{40} = 1760 \text{ m}^3/\text{s}$ | | |
|--|---|----------------|------------|--|----------------|------------|
| | D (m) | D + 0,50SD (m) | D + SD (m) | D (m) | D + 0,50SD (m) | D + SD (m) |
| FORMULACIONES EMPÍRICAS | 17 | 24 | 34 | 32 | > 34 | > 34 |
| INDICE DE EROSIONABILIDAD - FLUCTUACIONES DE PRESIÓN | 26 (2 r.m.)* | - | - | > 34 | - | - |
| FLOW-3D VII | 34 | - | - | > 34 | - | - |

*(2 r.m.) = 2 m en roca meteorizada.

Tabla 8. Comparación de la socavación obtenida por diferentes métodos para el aliviadero de vertido libre y el desagüe de medio fondo.

La forma de la socavación se analizó considerando la roca sana como no erosionable. La cara aguas arriba de la socavación ocurrió aproximadamente 85 m aguas abajo de la presa. La socavación en planta tiene unos 112 m de largo y 68 m de ancho.

Considerando el lugar en donde se ubica la presa, la socavación podría alcanzar la pendiente natural izquierda y producir deslizamientos. Por lo tanto, se propone construir un cuenco de disipación de energía pre-excavado y así ajustar el espacio disponible (Figura 15).

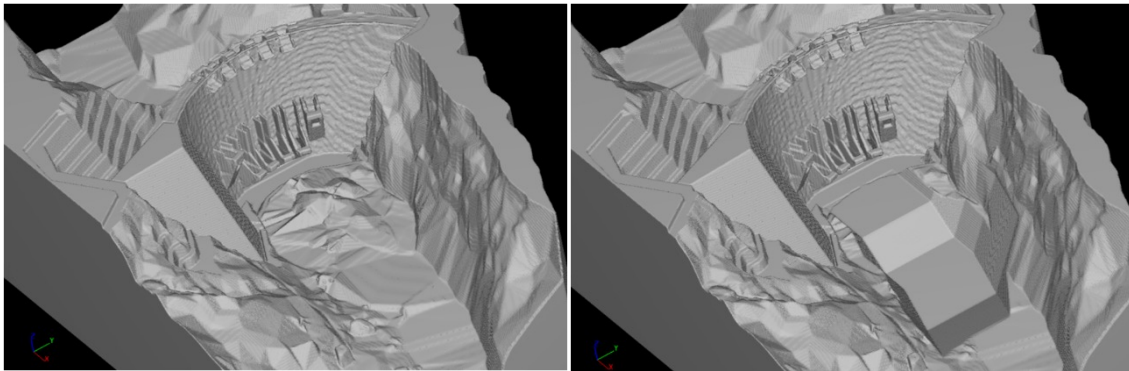


Figura 6. Cuenco pre-excavado: condición inicial (izq.); geometría propuesta (dcha.).

En la Figura 16 se puede observar que los chorros del aliviadero de vertido libre están desintegrados en las condiciones incidentes ($H/L_b = 1.31$ de acuerdo con medidas de laboratorio). Las velocidades alcanzan los 43 m/s y se reducen por difusión del chorro en el cuenco a 6 m/s. Las presiones en el fondo alcanzan los 28 m y corresponden a la presión hidrostática del colchón de agua.

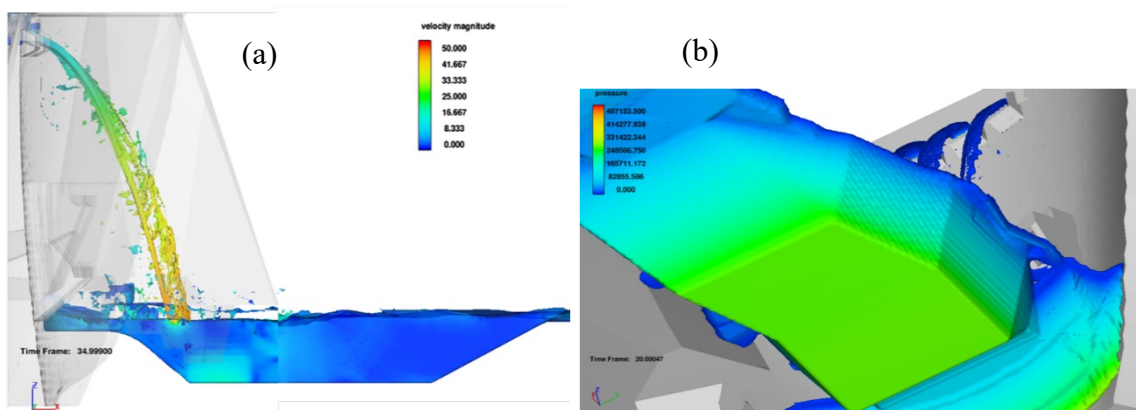


Figura 7. Vista lateral y tridimensional de los chorros del aliviadero de superficie libre en el aire y en el cuenco de disipación pre-excavado ($Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$): a) Velocidades. b) Presiones.

Para el desagüe de medio fondo, las velocidades se muestran en diferentes vistas (Figura 17). La velocidad más alta del chorro incidente se reduce a 20 m/s por efecto de la difusión del chorro en el colchón de agua. Se observa que existe una fuerte recirculación del flujo, tanto en el eje vertical como horizontal. A la salida del cuenco de disipación pre-excavado, la velocidad se reduce a unos 6 m/s.

En la Figura 18 se muestra las presiones totales en el cuenco pre-excavado, cuando los dos conductos del desagüe de medio fondo descargan un caudal total $Q = 1760 \text{ m}^3/\text{s}$ y, cuando descarga únicamente uno de los conductos $Q = 880 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente.

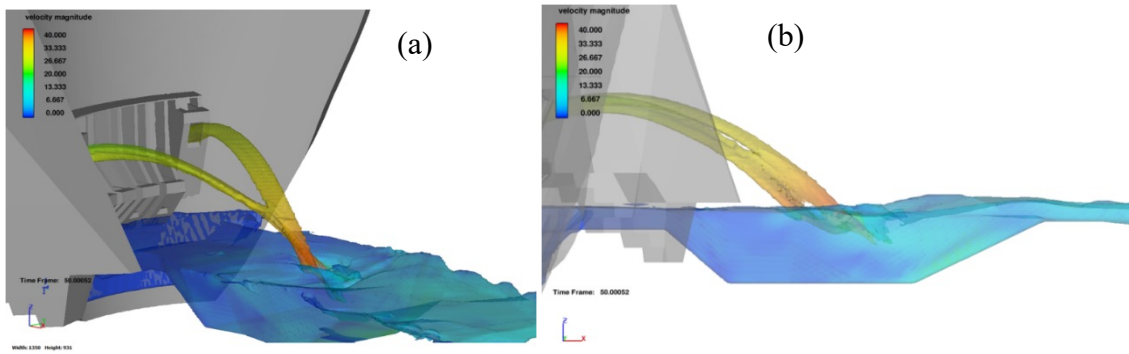


Figura 8. Velocidades del flujo en el aire y en el cuenco del desagüe de medio fondo (Escala de prototipo. Unidades en m/s): (a) Vista espacial; (b) Vista lateral.

Se puede observar que cuando desaguan los dos conductos, la presión total alcanza un valor de 45 m en el fondo del cuenco. Sin embargo, cuando descarga únicamente un conducto, entonces la presión alcanza un valor de 50 m. La reducción de 5 m en la presión total se debe al impacto de los chorros en el aire (ver Figura 18).

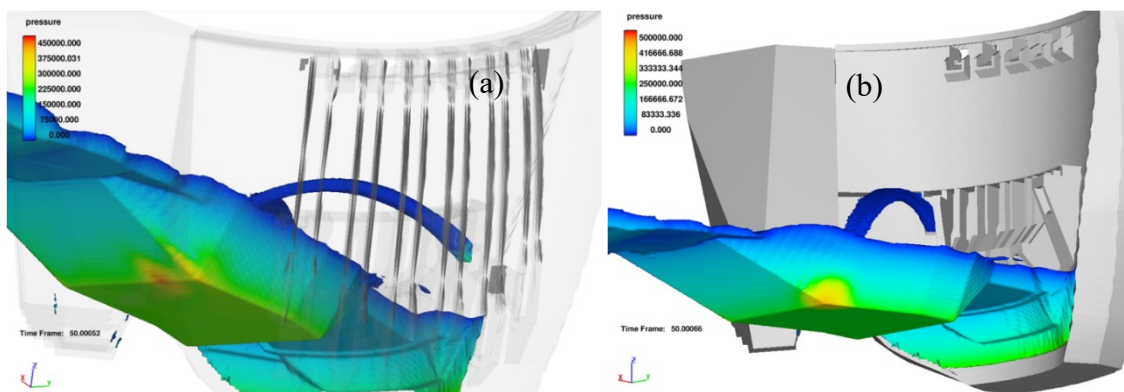


Figura 9. Vista espacial de presiones en el cuenco pre-excavado debido al desagüe de medio fondo (Escala de prototipo. Unidades en Pascales): (a) Trabajando dos conductos ($Q = 1760 \text{ m}^3/\text{s}$); (b) Trabajando un conducto ($Q = 880 \text{ m}^3/\text{s}$).

6. CONCLUSIONES

El desbordamiento crea nuevas acciones y plantea interrogantes sobre la erosión y socavación aguas abajo de la presa. El impacto de chorros turbulentos produce altas presiones hidrodinámicas que pueden provocar el levantamiento de las losas de protección, el arrastre de partículas sólidas, erosión y socavación a pie de presa.

En este trabajo se han presentado tres procedimientos para caracterizar las acciones hidrodinámicas aplicados a un caso real. Se obtienen resultados más próximos con la metodología semi-empírica y las simulaciones CFD. El único método para determinar si la roca intacta puede resistir la acción erosiva de las descargas de la presa, es la metodología semi-empírica, que se basa en las fluctuaciones de presión y en el índice de erosionabilidad.

Los resultados demuestran la idoneidad de combinar diferentes metodologías para resolver problemas complejos. Así, las simulaciones con CFD fueron utilizadas para complementar a las formulaciones clásicas y la metodología semi-empírica, permitiendo un mejor entendimiento del fenómeno físico y así, obtener una solución adecuada.

Como solución al problema, se propone construir un cuenco de disipación de energía pre-excavado. El cuenco permite la generación de un colchón de agua efectivo. Además, reducirá la sedimentación debido a la excavación y al material transportado por el río, especialmente durante las operaciones de lavado (flushing) del embalse (Castillo et al., 2015). El cuenco pre-excavado también permite producir un flujo regular y simétrico, reduciendo el riesgo de potenciales deslizamientos.

Se debería llevar a cabo un análisis de sensibilidad para probar que los modelos son robustos en diferentes escenarios de operación. Algunos parámetros deben ser analizados para reducir la incertidumbre en la modelación numérica, incluyendo los parámetros de turbulencia. Finalmente, se debería construir un modelo a escala reducida y comparar los resultados con otras metodologías.

REFERENCIAS

- Annandale, G. W. (1995). Erodibility. *J. Hydraul. Res.*, 33, 471–494.
- Annandale, G. W. (2006). *Scour Technology: Mechanics and Engineering Practice*; McGraw-Hill.
- Bollaert, E. F. R., & Schleiss, A. (2003). Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets. Part 1: A state-of-the-art review. *J. Hydraul. Res.*, 41, 451-464.
- Bombardelli, F. A., & Gioia, G. (2006). Scouring of granular beds by jet-driven axisymmetric turbulent cauldrons. *Phys. Fluids*, 18, 88-101.
- Bisaz, E., & Tschopp, J. (1972). Profundidad de erosión al pie de un vertedero para la aplicación de corrección de arroyos en quebradas empinadas. In: *Proceedings of the Fifth Congreso Latinoamericano de Hidráulica, IAHR* (pp. 447–456), Lima, Peru, 23-28 October.
- Brethour, J. & Burnham, J. (2010). Modeling Sediment Erosion and Deposition with the FLOW-3D Sedimentation & Scour Model. *Flow Science Technical Note*, FSI-10-TN85.
- Carrillo, J. M. (2014). *Metodología numérica y experimental para el diseño de los cuencos de disipación en el sobrevertido de presas de fábrica* [Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería Civil]. Universidad Politécnica de Cartagena.
- Castillo, L. G. (1989). *Metodología experimental y numérica para la caracterización del campo de presiones en los disipadores de energía hidráulica. Aplicación al vertido libre en presas bóveda* [Tesis doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Castillo, L. G. (2006). Aerated jets and pressure fluctuation in plunge pools. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Hydrosience and Engineering*, Philadelphia, PA, USA, 10–13 September.

- Castillo, L. G. (2007). Pressures characterization of undeveloped and developed jets in shallow and deep pool. In: *32nd Congress of the International Association of Hydraulic Engineering and Research*, Venice, Italy.
- Castillo, L. G., Puertas, J., & Dolz, J. (2007). Discussion about Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part I: A state-of-the-art review. *J. Hydraul. Res.* 45, 853-858.
- Castillo, L. G., & Carrillo, J. M. (2014). Scour estimation of the Paute-Cardenillo Dam. In: *Proceedings of the International Perspectives on Water Resources & the Environment*, Quito, Ecuador, 8–10 January.
- Castillo, L. G., Carrillo, J. M., & Sordo-Ward, A. (2014). Simulation of overflow nappe impingement jets. *J. Hydroinform.* 16, 922–940.
- Castillo, L. G., & Carrillo, J. M. (2015). Characterization of the dynamic actions and scour estimation downstream of a dam. *Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage*, 231-243.
- Castillo, L. G., Carrillo, J. M., & Blázquez, A. (2015). Plunge pool mean dynamic pressures: A temporal analysis in nappe flow case. *J. Hydraul. Res.*, 53, 101-118.
- Castillo, L. G., Carrillo, J. M., & Álvarez, M. A. (2015). Complementary Methods for Determining the Sedimentation and Flushing in a Reservoir. *J. Hydraul. Eng.*, 141, 05015004.
- Castillo, L. G., & Carrillo J. M. (2016). Scour, velocities and pressures evaluations produced by spillway and outlets of dam. *Water*, 8(3), 68.
- Castillo, L. G., & Carrillo J. M. (2016). Pressure and velocity distributions in plunge pools. *Protections 2016*. In: *2nd International Seminar on Dam Protection against Overtopping*, 7-9 September, Colorado State University, Ft. Collins, Colorado, USA.
- Castillo, L. G., Carrillo J. M., & Bombardelli, F. A. (2017). Distribution of mean flow and turbulence statistics in plunge pools. *J. Hydroinformatics*. 19, 2, 173-190.
- Castillo, L. G., Carrillo J. M., & Marco, F. (2018). Advances in the characterization of pressures and velocities in the overtopping of arch and gravity dams. In: *Protections 2018, 3rd International Conference on Protection against Overtopping*, 6-8 June, Grange-over-Sands, UK.
- Chee, S. P., & Padiyar, P. V. (1969). Erosion at the base of flip buckets. *Eng. J. Can.*, 52, 22-24.
- Consorcio PCA (2012). *FASE B: Informe de Factibilidad, Anexo 6, Hidráulica y Anexo 8, Geotecnia*. Consorcio PCA.
- Eggenberger, W. (1943). *Die Kolkbildung Bei Einem Uberstromen und Bei Der Kombination Uberstromen-Unterstromen* [Ph.D. Thesis]. ETH Zürich.
- Ervine, D. A., & Falvey, H. R. (1987). Behavior of turbulent jets in the atmosphere and plunge pools. *ICE Proc.*, 83, 295-314.

- Ervine, D. A., Falvey, H. R., & Whithers, W. (1997). Pressure Fluctuations on Plunge Pool Floors. *J. Hydraul. Res.*, 35, 257-259.
- FEMA. (2014). *Technical Manual: Overtopping Protection for Dams* (FEMA P-1014, May). Federal Emergency Management Agency.
- Flow Science, Inc. (2014). *FLOW-3D Users Manual Version 11.0*. Flow Science, Inc.
- Hartung, W. (1959). Die Kolkbildung hinter Überströmen wehren im Hinblick auf eine beweglich Sturzbettgestaltung. *Die Wasser Wirtsch.*, 49, 309-313.
- Hirt, C. W., & Nichols, B. D. (1981). Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. *J. Comput. Phys.* 39, 201-225.
- INCYTH-LHA (1982). *Estudio Sobre Modelo del Aliviadero de la Presa Casa de Piedra, Informe Final*, DOH-044-03-82. Laboratorio de Hidráulica-Instituto Nacional del Agua: Ezeiza.
- Jaeger, C. (1939). Über die Aehnlichkeit bei flussaulichen Modellversuchen. *Wasserkr. Wasserwirtsch.*, 34, 269.
- Liu, P. (2005). A new method for calculating depth of scour pit caused by overflow water jets. *J. Hydraul. Res.*, 43, 695-701.
- Machado, L. I. (1982). O Sistema de Dissipacao de Energia Proposto para a Barragem de Xingo. In: *Transactions of the International Symposium on the Layout of Dams in Narrow Gorges*, ICOLD, Brazil.
- Maleki, S., & Fiorotto, V. (2019). Scour due to a Falling Plane Jet: A Comprehensive Approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 145(4).
- Marco, F. (2022). *Análisis de las acciones para el diseño de cuencos de disipación de energía en el desbordamiento de presas de fábrica* [Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería Civil]. Universidad Politécnica de Cartagena.
- Martins, R. (1975). Scouring of rocky riverbeds by free-jet spillways. *Int. Water Power Dam Constr.*, 27, 152-153.
- Mason, P. J. (1989). Effects of air entrainment on plunge pool scour. *J. Hydraul. Eng.* 115, 385-399.
- Mastbergen, D. R., & Van den Berg, J. H. (2003). Breaching in fine sands and the generation of sustained turbidity currents in submarine canyons. *Sedimentology*, 50, 625-637.
- Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formulas for Bed-Load Transport. In: *Proceedings of the Second Meeting, International Association for Hydraulic Structures Research* (pp. 39-64), Stockholm, Sweden, 7 June.
- Mirskhulava, T. E. (1967). *Alguns Problemas da Erosao nos Leitões dos Rios. Moscow. Trans. No 443do*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil: Lisbon.
- Pagliara, S., Amidei, M., & Hager, W. H. (2008). Hydraulics of 3D Plunge Pool Scour. *J. Hydraul. Eng.*, 134, 1275-1284.

- Ortega, P. R. (2022). *Análisis de la lámina vertiente en el sobrevertido de presas de fábrica* [Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería Civil]. Universidad Politécnica de Cartagena.
- Puertas, J. (1994). *Criterios hidráulicos para el diseño de cuencos de disipación de energía en presas bóveda con vertido libre por coronación* [Tesis Doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Richardson, J. F., & Zaki, W. N. (1954). *Sedimentation and fluidization (Part I)*. Trans. Inst. Chem. Eng., 32, 35-53.
- Rubinstein, G. L. (1963). *Laboratory investigation of local erosion on channel beds below high overflow dams. Trans Coordinating Conferences on Hydraulic Engineering Iss VII Conference on Hydraulics of High Head Water Discharge Structures*. Gosenergoizdat M.L.
- Schoklitsch, A. (1932). Kolkbildung unter Überfallstrahlen. *Wasserwirtschaft*, 25, 341-343.
- Soulsby, R. (1997). Chapter 9: Bedload transport. In: *Dynamics of Marine Sand*. Thomas Telford Publications.
- Suppasri, A. (2007). *Hydraulic Performance of Nam Ngum 2 Spillway*. Asian Institute of Technology: Pathumthani.
- Taraimovich, I. I. (1978). Deformation of channels below high-head spillways on rock foundations. *J. Power Technol. Eng.*, 12, 917-923.
- Van Rijn, L. (1984). Sediment transport, Part I: Bed load transport. *J. Hydraul. Eng.*, 110, 1431-1456.
- Veronese, A. (1937). Erosioni di fondo a valle di uno scarico. *Ann. Lavori Pubblici*, 75, 717-726.
- Veronese, A. (1937). Erosioni di fondo a valle di uno scarico. *Ann.*
- Wahl, T. L., Frizell, K. H., & Cohen, E. A. (2008). Veronese, A. (1937). Computing the Trajectory of Free Jets. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(2), 256-260.