

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción.

El aliviadero, que proporciona seguridad a la estructura, es uno de los elementos más relevantes durante el proyecto de presas. Por lo tanto, el diseño de un aliviadero debe ser óptimo desde la perspectiva hidráulica. La guía SPANCOLD (2018), sugiere que los vertederos sean diseñados de tipo WES; sin embargo, si hay limitaciones topográficas, se exploran otras opciones, lo que conduce a la creación de los vertederos laberínticos. Estos han ido cambiando con el tiempo en varias versiones, siendo el modelo más relevante el vertedero tipo PKW (Piano Key Weir).

Los vertederos PKW son una opción eficaz porque posibilitan un aumento considerable en la capacidad de descarga sin tener que ampliar el ancho del aliviadero o cambiar drásticamente la infraestructura. Asimismo, debido a que emplean geometrías sencillas y componentes prefabricados, tienen costos de construcción más bajos (Machiels et al., 2011).

En Bolivia, el diseño de las presas se lleva a cabo siguiendo normas internacionales que no incluyen datos acerca de los vertederos PKW debido a que estos son relativamente nuevos. La única información disponible proviene de proyectos e investigaciones en los cuales se han utilizado estos vertederos como opción para solucionar problemas de capacidad de descarga durante la rehabilitación o diseño de presas.

Por lo tanto, el proyecto actual se presenta como una respuesta anticipada a esta necesidad. Su propósito es realizar un análisis comparativo entre aliviaderos de tipo WES y PKW mediante simulación numérica CFD con el software ANSYS Fluent, para producir conocimiento técnico que ayude en decisiones futuras sobre diseño, rehabilitación o modernización de estructuras hidráulicas en Bolivia.

1.2 Antecedentes

Un estudio del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE), que se ocupó de más de 80,000 presas, reveló que cerca del 36 % de las presas existentes son consideradas inseguras por múltiples motivos. No obstante, la mayoría de la inseguridad (cerca del 80%) se atribuye a un aliviadero insuficiente. Esta carencia ha ocasionado que un

tercio de los fallos de las presas se produzcan, lo que ha llevado a grandes pérdidas en términos financieros y humanos.

Con frecuencia se construye uno adicional para incrementar la capacidad del aliviadero. No obstante, estas iniciativas suelen verse impedidas por condiciones en el terreno que no permiten tal posibilidad (Mirnaseri & Emadi, 2013).

Los vertederos laberínticos, que tienen la particularidad de tener una cresta en zigzag, aumentan considerablemente el largo efectivo de vertido; esto posibilita que su capacidad de descarga sea hasta cuatro veces mayor si es comparada con un vertedero lineal del mismo ancho. No obstante, su implementación hidráulica está restringida por la exigencia de una superficie plana para instalarla (Erpicum et al., 2011).

El vertedero PKW (Piano Key Weir) fue creado para mejorar el comportamiento del flujo, como una evolución hidráulica de estos diseños. Ouamane y Lempérière emplearon pruebas con 23 modelos físicos para comprobar que el PKW cuadruplica la efectividad de descarga en comparación con un vertedero estándar tipo WES, manteniendo las mismas condiciones de altura de carga y anchura de coronación. Esta configuración se llama así porque está dispuesta en teclas que simulan un piano (Erpicum et al., 2011).

La disposición particular del PKW, que tiene teclas de entrada y salida alternadas y bases en ángulo, disminuye la longitud de la cimentación a dos tercios de la cresta total y mejora notablemente el rendimiento hidráulico. El PKW ha mostrado ser capaz de aumentar el flujo en un 400% a 500% en comparación con los vertederos convencionales, aun en áreas con restricciones topográficas, como se evidenció en la primera implementación práctica, realizada por Electricité de France en la presa de Goulours (2006) (Erpicum et al., 2011).

La eficiencia hidráulica del PKW ha permitido que se aplique en más de 34 estructuras a nivel global, incluyendo diversos tipos de presas y situaciones hidráulicas. En estas situaciones, el PKW ha demostrado ser más eficaz en cuanto a su capacidad de descarga y flexibilidad frente a varias configuraciones del flujo (Anh Tuan & Hiramatsu, 2020).

En Bolivia, el diseño de aliviaderos se ha restringido a vertederos tipo WES por tradición, siguiendo las normas internacionales que todavía no incluyen pautas para los vertederos PKW debido a su reciente aparición. La falta de estandarización normativa, junto con la escasez de opciones y la falta de experiencias documentadas en PKW en presas locales, demuestra que es necesario realizar investigaciones que sugieran soluciones ajustadas a las circunstancias del país. La investigación actual sugiere, en este contexto, un estudio comparativo entre los vertederos de tipo WES y PKW a través de una simulación numérica. Su finalidad es proporcionar conocimientos técnicos que sirvan para evaluar, adaptar y modernizar estas estructuras en Bolivia, generando así nuevas opciones técnicas a nivel nacional.

1.3 Planteamiento y formulación del problema

1.3.1 Descripción del problema.

En las presas, el diseño o la rehabilitación del vertedero de excedencias depende de la disponibilidad de espacio y las limitaciones geográficas del terreno. El vertedero WES necesita anchos significativos para conseguir una capacidad de descarga apropiada.

El desafío de diseñar vertederos eficaces en situaciones de ancho restringido y topografía complicada impacta principalmente a los expertos e instituciones responsables del diseño, construcción y operación de presas. Estos se encuentran con el reto de asegurar la seguridad hidráulica, así como al sector académico, que requiere producir pruebas técnicas sobre alternativas como el vertedero PKW, escasamente investigadas en el ámbito nacional.

En este contexto, se presenta el vertedero PKW, un moderno diseño vertedero que permite que la longitud efectiva de la cresta aumente enormemente en el mismo ancho disponible, aumentando con ello la eficiencia hidráulica sin que haya que hacer ampliaciones a la planta. Estudios a nivel mundial han confirmado que el PKW es un vertedero eficaz; sin embargo, esta técnica no ha sido utilizada en Bolivia. El presente estudio analizará comportamiento hidráulico del vertedero WES y PKW en la presa El Molino mediante estudios teóricos y CFD, mostrando que el PKW puede descargar igual que la actual descarga de 60 m del WES con un ancho menor.

1.3.2 Planteamiento del problema

Durante su diseño, los vertederos convencionales como el WES se encuentran con restricciones en espacios limitados, lo que requiere la implementación de soluciones costosas. Aunque los PKW han mostrado una mayor eficiencia a nivel internacional, no hay investigaciones locales que evalúen su desempeño frente a WES en el contexto local. El presente estudio se analizará a través de un análisis teórico y CFD: ¿Es posible que un PKW logre la misma descarga de agua que el WES existente en El Molino, incluso con un ancho reducido? Los hallazgos de este estudio proporcionarán información técnica para actualizar presas con limitaciones geográficas, favoreciendo a expertos e instituciones responsables del diseño, construcción y operación de estas presas.

1.3.3 Formulación del problema

¿Puede un vertedero tipo PKW alcanzar la misma capacidad de descarga que el vertedero WES actual de la Presa El Molino, pero con un ancho menor bajo cargas hidráulicas similares, considerando las condiciones topográficas y climáticas de Bolivia?

1.3.4 Sistematización del problema

- ¿Qué diferencias hay en los coeficientes de descarga entre el vertedero WES y PKW bajo las mismas condiciones de carga hidráulica?
- ¿Qué reducción de ancho puede alcanzar un PKW manteniendo la capacidad de descarga del WES actual en la presa El Molino?
- ¿Es necesario realizar simulaciones CFD para describir la hidráulica de un PKW, o son suficientes ecuaciones empíricas, cuál es la que mejor describe el comportamiento del PKW analizado?
- ¿Es el vertedero PKW una alternativa viable para la realidad local, o es una solución de elevada especialización que lo hace inviable en nuestro contexto?
- ¿En qué condiciones geométricas e hidráulicas resulta más ventajoso usar un vertedero PKW como alternativa en lugar de un WES?

1.4 Objetivo general y específicos.

1.4.1 Objetivo general.

Analizar el comportamiento hidráulico de un aliviadero PKW frente a un convencional tipo WES mediante análisis teórico y simulación CFD para proponer la alternativa más eficiente.

1.4.2 Objetivos específicos.

- Recopilar y sistematizar información técnica de la presa El Molino y su aliviadero, diseño y funcionamiento del vertedero PKW para respaldar la investigación.
- Diseñar, modelar y simular un vertedero PKW como alternativa en la presa El Molino para analizar su comportamiento hidráulico frente a un vertedero WES.
- Modelar y simular el aliviadero de la presa El Molino con embocaduras WES y PKW para analizar el comportamiento hidráulico en la conducción y disipación.
- Proponer el vertedero PKW como una alternativa hidráulicamente eficaz, apoyándose en los hallazgos del análisis para su implementación en proyectos.

1.4.3 Análisis de variables

Variable dependiente: Eficiencia hidráulica del aliviadero.

Variable independiente: Tipo y geometría del vertedero: WES y PKW.

1.5 Justificación de la investigación.

1.5.1 Justificación teórica.

La teoría de esta investigación se justifica al tratar una diferencia en la literatura hidráulica entre las investigaciones internacionales sobre PKW y su aplicabilidad a nivel local. Aunque autores como Machiels et al. (2012) y Leite Ribeiro et al. (2012), han sentado las bases teóricas de los PKW en situaciones controladas, no se ha comprobado aún si estos principios funcionan en el contexto local, como Bolivia. El estudio tiene como objetivo comprobar si los beneficios teóricos de eficiencia hidráulica del PKW se sostienen en la Presa El Molino, descartar la aplicabilidad indiscriminada de ecuaciones de descarga fuera de sus rangos

originales de calibración y proporcionar evidencia que complemente el marco teórico ya existente acerca de las interacciones entre flujo y estructura en vertederos no convencionales.

1.5.2 Justificación metodológica.

Esta investigación emplea un enfoque metodológico que incorpora la simulación CFD en adición al análisis teórico tradicional de los vertederos. Aunque las ecuaciones empíricas de descarga solo pueden prever el caudal a partir de parámetros globales, la CFD es capaz de caracterizar fenómenos hidrodinámicos complejos que no son explicados por la teoría, como lo son la distribución minuciosa de presiones, velocidades, calados o los patrones del flujo secundario. Por lo tanto, el empleo de CFD mejora la investigación al proporcionar un entendimiento completo del comportamiento hidráulico, al respaldar las estimaciones teóricas con datos físicos minuciosos y al posibilitar un diseño más sólido de estas estructuras en el contexto local.

1.5.3 Justificación práctica.

Este análisis ofrece parámetros técnicos específicos. Los hallazgos harán posible establecer las circunstancias en las que el vertedero PKW es una mejor alternativa frente al WES, particularmente en lugares con restricciones de espacio. El propósito de la investigación es proporcionar una opción técnica adicional que, en contextos concretos, utilice su eficiencia hidráulica superior para obtener la misma capacidad de descarga con menos ocupación horizontal.

1.6 Hipótesis

El vertedero PKW tiene más eficiencia hidráulica que el WES porque, debido a su geometría plegada, ofrece una mayor capacidad de descarga en un ancho de cresta parecido.

1.7 Marco de referencia

1.7.1 Marco teórico

La investigación actual se basa en los principios de la hidráulica de vertederos, incorporando aportaciones pioneras, comparaciones con diseños convencionales y técnicas numéricas sofisticadas para examinar fenómenos complejos.

Los aportes importantes de autores como Lempérière et al. (2011), Erpicum et al. (2011), Ribeiro et al. (2012) y Machiels et al. (2012) son la base de esta investigación. El trabajo conjunto de estos investigadores ha sido fundamental para establecer los fundamentos experimentales y teóricos de los vertederos PKW. Las investigaciones realizadas han mostrado de manera sistemática que los PKW tienen una eficiencia hidráulica superior a la de los vertederos convencionales. Esta mayor eficiencia se manifiesta principalmente en un aumento notable de la capacidad de descarga para una altura de carga hidráulica constante, o, dicho de otro modo, en una disminución de la carga necesaria para evacuar un caudal específico. La investigación de la geometría específica del PKW, con sus peculiares “teclas” de entrada y salida, los alveolos y las paredes laterales, es parte de los principios establecidos. Además, se examina el modo en que esta disposición singular propicia un incremento significativo de la longitud efectiva de la cresta vertiente, lo que a su vez optimiza el flujo y maximiza la capacidad de descarga.

Para hacer una comparación crítica y contextualizar el rendimiento del PKW, es esencial tener en cuenta el marco de los vertederos WES (Waterways Experiment Station), que fue establecido y estandarizado por la USBR. Durante décadas, estos vertederos, con su perfil de cresta meticulosamente diseñado para asegurar un comportamiento hidráulico predecible y reducir las pérdidas a causa de la presión, han sido el estándar de referencia en el diseño de estructuras excedentes. Incorporar este referente clásico ofrece la base de comparación requerida para medir y verificar los beneficios que aporta el diseño innovador del PKW, lo cual posibilita una valoración imparcial de la optimización en eficiencia.

Este estudio utiliza, de manera destacada, Modelos de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) con el propósito de analizar a fondo los fenómenos hidrodinámicos complejos que

son propios del flujo sobre vertederos PKW, como la interacción de chorros en los puntos donde confluyen, la creación de líneas de corriente tridimensionales o los patrones de ventilación. Esta técnica se ha consolidado como un método potente y adaptable en la ingeniería hidráulica moderna, posibilitando la simulación numérica minuciosa de flujos bajo condiciones controladas y que pueden ser replicadas. Autores contemporáneos, como Fernández (2012), han ayudado a establecer las buenas prácticas en la implementación de CFD para problemas relacionados con la hidráulica de vertederos. Su labor resalta la relevancia de fases esenciales como la adecuada creación de la malla computacional y la elección conveniente de modelos de turbulencia (por ejemplo, k-épsilon o k-omega SST).

1.7.2 Marco conceptual

Vertedero: Estructura hidráulica diseñada para evacuar caudales que superan el límite de una presa o canal, la cual se distingue por tener una cresta por donde fluye el agua. Su operación se fundamenta en la relación entre el caudal descargado (Q) y la carga hidráulica (H), que es la altura del agua sobre la cresta.

Vertedero WES: Es un modelo del tipo cresta delgada cuyo perfil hidrodinámico fue diseñado y estandarizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército estadounidense. Se distingue por su diseño optimizado, que asegura la estabilidad estructural y maximiza la capacidad de descarga al mismo tiempo.

Vertedero PKW: Es una estructura hidráulica de control que extiende la longitud de su cresta gracias a su geometría laberíntica que se asemeja a las teclas de un piano.

Eficiencia de la hidráulica: Capacidad de una estructura hidráulica para evacuar caudal con los mínimos requerimientos hidráulicos y/o geométricos.

Comportamiento hidráulico: Conjunto de rasgos y fenómenos que explican la interacción entre el agua y una estructura. Este estudio examinará patrones de flujo, distribución de velocidades y presiones, coeficiente de descarga y eficiencia en la conducción y disipación de energía.

Ecuación empírica: Expresión matemática que se establece a partir de la experimentación y que conecta variables en un fenómeno físico particular.

Carga hidráulica: Altura entre la superficie libre del agua aguas arriba y la cota de la cresta del vertedero.

Coefficiente de descarga: Parámetro sin dimensiones que mide la eficiencia de un vertedero al comparar el caudal real con el teórico.

Cavitación: Fenómeno destructivo que se produce debido al colapso de burbujas de vapor en áreas con baja presión, lo cual ocasiona deterioro en los materiales.

Modelo geométrico: Representación abstracta que define la forma y relaciones dimensionales de una estructura mediante parámetros y ecuaciones matemáticas.

Simulación hidráulica: Empleo de la Dinámica de Fluidos Computacional para solucionar, a través de cálculos numéricos, las ecuaciones que rigen el flujo (por ejemplo, las ecuaciones de Navier-Stokes) en el modelo diseñado. Esto posibilita examinar y representar gráficamente variables como tirante de agua, presión y velocidad bajo condiciones concretas.

1.7.3 Marco espacial

La presa El Molino, situada en el departamento de Tarija del país Bolivia, es el objeto de estudio de esta investigación. La elección de este lugar se debió a que se trata de una presa de hormigón, tipología donde mayormente se han implementado PKWs a nivel mundial y también porque cuenta con un vertedero WES, representando un caso ejemplar para valorar la aplicabilidad de alternativas como el PKW en situaciones con características parecidas.

Tabla 1.1 Coordenadas UTM del cierre de la presa El Molino

Zona	20 K
Coordenada Este	293234.00 m E
Coordenada Norte	7617173.00 m S

Fuente: Elaboración propia



Figura 1.1 Imagen satelital presa El Molino

Fuente: Elaboración propia

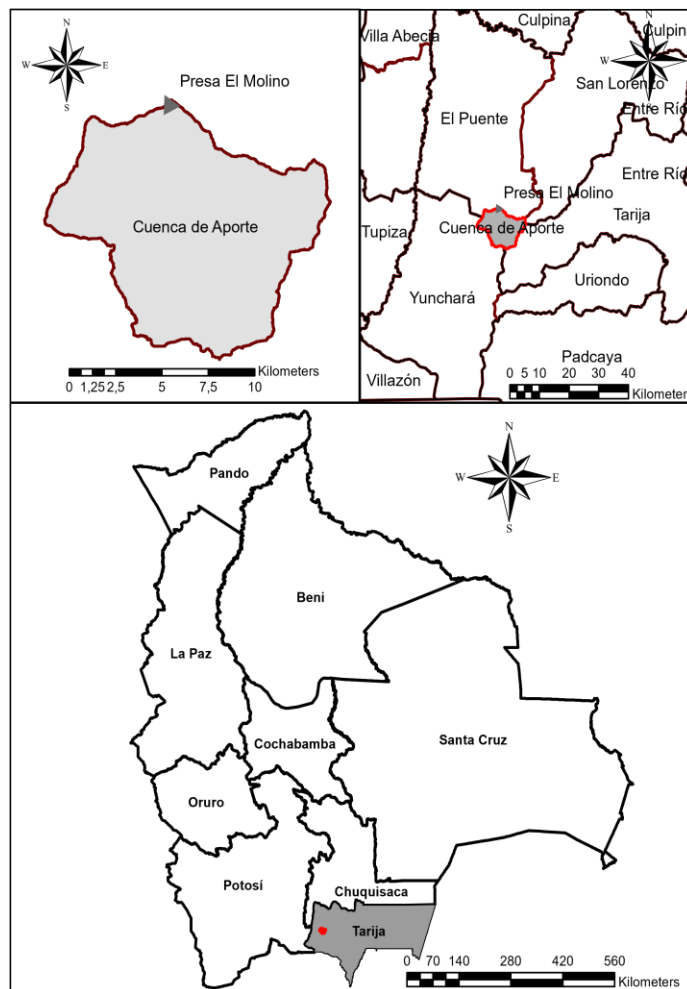


Figura 1.2 Ubicación geográfica de la presa El Molino

Fuente: Elaboración propia

1.7.4 Marco temporal

La investigación integra estudios topográficos e hidrológicos del 2004, planos de construcción "As-built" de la presa El Molino desde que comenzó a funcionar en el 2008 y simulaciones CFD efectuadas en el 2025, lo cual garantiza una sólida base temporal que relaciona información histórica con análisis actuales para asegurar la pertinencia y validez de los hallazgos.

1.8 Alcance del trabajo.

Este trabajo de investigación tiene como alcance realizar una comparación del comportamiento hidráulico de vertederos tipo PKW y WES, examinando su eficiencia hidráulica, su capacidad de descarga, la carga hidráulica y cómo se distribuye el flujo.

1.8.1 Delimitación temática

Se delimita esta investigación al análisis del comportamiento hidráulico de dos tipos de vertederos: el PKW y el WES. Este trabajo no abarca evaluación de riesgo, categorización de la presa, impactos ambientales, análisis económicos ni elementos estructurales que no estén directamente relacionados con el comportamiento del flujo hidráulico. El análisis se realizará exclusivamente en el aliviadero de la presa El Molino, considerando sus características hidráulicas y físicas, sin incluir otras represas del país o áreas diferentes.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO

TEÓRICO

2.1 Mecánica de fluidos.

La mecánica de fluidos, una rama fundamental de la física, estudia el comportamiento de los fluidos, en reposo (estática de fluidos) como en movimiento (dinámica de fluidos), además de sus interacciones con sólidos o entre sí en los límites. Se subdivide en áreas como la hidrodinámica, que se ocupa de los fluidos incompresibles, el agua o los gases a baja velocidad, y la hidráulica, una rama más especializada que se ocupa del flujo de líquidos en conductos y canales. En ingeniería civil, estos principios son la base para el diseño, la construcción y el funcionamiento de estructuras hidráulicas esenciales para el campo, como presas, sistemas de distribución de agua, canales de riego, etc. garantizando su funcionamiento eficiente y seguro. (Çengel & Cimbala, 2012).

2.2 Obras hidráulicas.

Las obras hidráulicas son construcciones hechas para controlar el agua, quieta o en movimiento. Necesitan ser fuertes para soportar la fuerza del agua, en dichas estructuras intervienen orificios, vertederos, tuberías y canales, etc. Las presas son un ejemplo principal que comprende componentes como su cuerpo de contención, aliviadero para liberar excesos, las tomas de agua para su aprovechamiento y los sistemas de disipación de energía para garantizar su operación segura.

2.3 Presas.

“Una presa es un conjunto de estructuras (cortina, obra de toma, obra de excedencias, desagüe de fondo) que se emplea para almacenar el agua que escurre de una cuenca de captación (presas de almacenamiento), o para desviar dicho recurso (presas derivadoras), de acuerdo con los objetivos establecidos en el aprovechamiento hidráulico” (Arreguin Cortés, 2021).

2.3.1 La presa y sus estructuras auxiliares

Una presa está integrada por una serie de estructuras, donde destacan la cortina o dique, la obra de toma, la obra de excedencias o aliviadero y el desagüe de fondo.

2.3.2 Estudios y proyectos.

El diseño de cualquier presa debe fundamentarse en un proyecto técnico completo, que incluye el conjunto de investigaciones y documentos requeridos para determinar, dimensionar, llevar a cabo y supervisar el trabajo (SPANCOLD, 2012).

2.3.3 Clasificación de las cortinas.

La clasificación más común responde a sus materiales de construcción y a su concepción estructural.

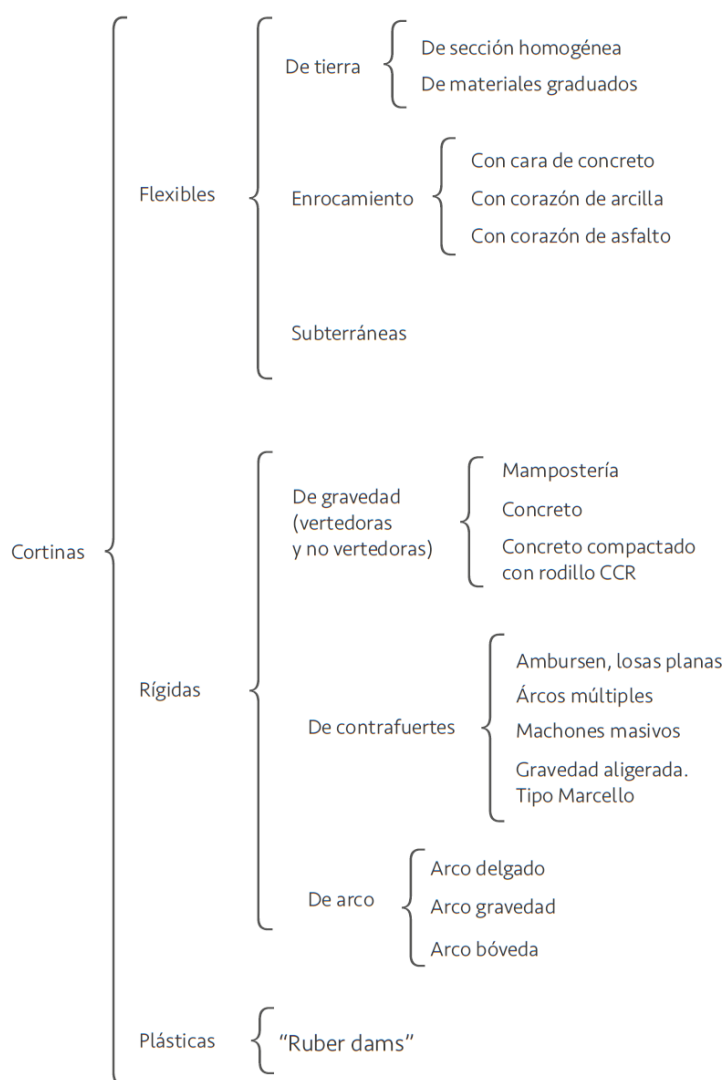


Figura 2.1 Clasificación de las cortinas

Fuente: (Arreguin Cortés, 2021)

2.4 Obras de excedencia.

Las obras de excedencia son elementos esenciales en el diseño de presas, cuyo propósito principal es desalojar de forma regulada y segura los excedentes de caudal durante sucesos hidrológicos extremos, asegurando de esta manera la integridad estructural de la presa y evitando posibles errores por desbordamiento (SPANCOLD, 2018).

2.4.1 Avenida de diseño y capacidad del aliviadero.

La avenida de diseño es el caudal de ingreso al embalse que, después de su laminación, determina la capacidad de descarga necesaria para el aliviadero, mientras que la avenida máxima probable simboliza el suceso extremo producto de condiciones climáticas severas. La elección del diseño de la avenida está directamente vinculada al nivel de riesgo permisible para la presa, y su determinación puede llevarse a cabo a través de técnicas empíricas, estadísticas o hidrometeorológicas (Arreguin Cortés, 2021).

Tabla 2.1 Determinación de las avenidas de proyecto

PERÍODOS DE RETORNO EN AÑOS		
CATEGORÍA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA
A	1000	5000 - 10000
B	500	1000 - 5000
C	100	100 - 500

Fuente: (SPANCOLD, 1997)

Tabla 2.2 Clasificación de presas según categorías de riesgo

CATEGORÍA DE LA PRESA	DESCRIPCIÓN
A	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
B	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
C	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Fuente: (SPANCOLD, 1997)

2.4.2 Tránsito de avenidas

El caudal de diseño del vertedero se establece a través de un procedimiento iterativo que transporta el hidrograma del diseño en aumento a través del embalse, aplicando la ecuación de continuidad. Este enfoque toma en cuenta la relación entre el flujo de agua, las propiedades del vertedero y su capacidad de almacenaje, necesitando modificaciones sucesivas hasta alcanzar la compatibilidad entre el tipo, tamaño y funcionamiento del vertedero con el hidrograma del efluente que se deriva (Novak et al., 2019).

$$\left(\frac{2S_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}\right) = (I_i + I_{i+1}) + \left(\frac{2S_i}{\Delta t} - O_i\right) \quad (1)$$

2.5 Aliviadero.

El aliviadero, como elemento hidráulico fundamental de una presa, cumple la función de recoger, transportar y devolver al cauce de forma regulada los flujos excedentes del embalse. Se compone de tres componentes estructurales coordinados: la embocadura o toma (captación), la conducción o rápida (transporte) y la obra de restitución (disipación de energía). Su diseño unificado asegura un funcionamiento hidráulico eficiente y seguro, en el que cada componente tiene un impacto crucial en la seguridad integral de la presa. (SPANCOLD, 2018).

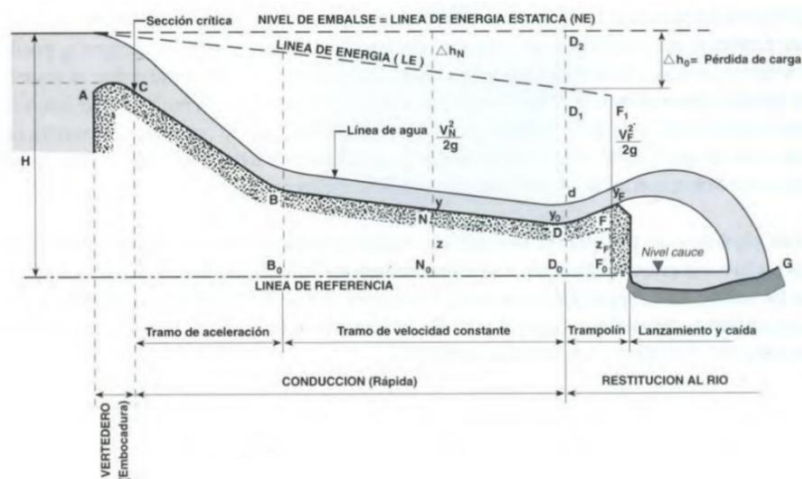


Figura 2.2 Aliviadero en régimen libre

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

2.5.1 Influencia de cada parte del aliviadero en la seguridad.

El elemento más esencial para la seguridad de un aliviadero es su **embocadura**, puesto que su diseño adecuado está directamente relacionado con su capacidad de evacuación. En este punto se establece el régimen de flujo crítico, lo que significa que ninguna pieza de la estructura aguas abajo puede suplir una carencia en esta área; su única función es llevar el agua hacia el cauce. Por lo tanto, su diseño funcional y dimensional tiene la mayor importancia (SPANCOLD, 2018).

La **conducción** solo tiene el propósito de llevar el agua, y su impacto en la seguridad es escaso si está adecuadamente construida. Los aliviaderos a presión son la excepción, ya que, debido a su rigidez, solo se emplean si se complementan con segmentos de lámina libre o si la amplia capacidad del embalse puede superar dicha restricción (SPANCOLD, 2018).

El propósito principal de la obra de **restitución** es disipar la energía del agua para prevenir su erosión o distanciarla de la presa. Su efecto en la seguridad es considerable cuando se encuentra próximo a la estructura, a causa del peligro de erosión regresiva. Elementos como presiones dinámicas, subpresiones, cavitación o abrasión pueden provocar daños severos, aunque usualmente solo se tornan críticos si los impactos se acumulan si no hay tiempo para reparar sus efectos (SPANCOLD, 2018).

2.5.2 Embocadura del aliviadero.

La embocadura es el segmento crítico que conduce el agua y determina el caudal de desagüe, dado que, en este punto, el flujo se transforma en un estado supercrítico. El resto del aliviadero no tiene la capacidad de alterar este flujo, por lo que su diseño adecuado es esencial para asegurar la capacidad de evacuación (SPANCOLD, 2018).

2.5.3 Tipología.

Caracterizadas principalmente por su localización (encima de la presa o en una ladera), su disposición en planta (recta, curvada, circular, semicircular, en laberinto) y la existencia o no de compuertas. El diseño y funcionamiento de la posición vertical (superficial o sumergida) también presentan diferencias esenciales (SPANCOLD, 2018).



Figura 2.3 Embocadura recta, presa El Molino, Tarija-Bolivia

Fuente: Elaboración propia



Figura 2.4 Embocadura de laberinto, presa Ute en New México

Fuente: (U.S.B.R., 2007)



Figura 2.5 Embocadura laberinto tipo PKW, presa Malarce en Francia

Fuente: (Frederic Laugier, EDF, 2017)

2.6 Eficiencia hidráulica.

La eficiencia hidráulica se refiere a la capacidad de una estructura, como un vertedero, de evacuar un caudal con las mínimas pérdidas de energía, al comparar su desempeño efectivo con el teórico. Se considera eficiente a una estructura cuando consigue liberar el mismo caudal con menos requerimientos de recursos hidráulicos y geométricos, mejorando de esta manera tanto sus condiciones de diseño como su funcionamiento bajo diversas cargas (Chow, 1994).

2.7 Hidráulica de vertederos.

Deducción de la fórmula general de descarga de un vertedero rectangular.

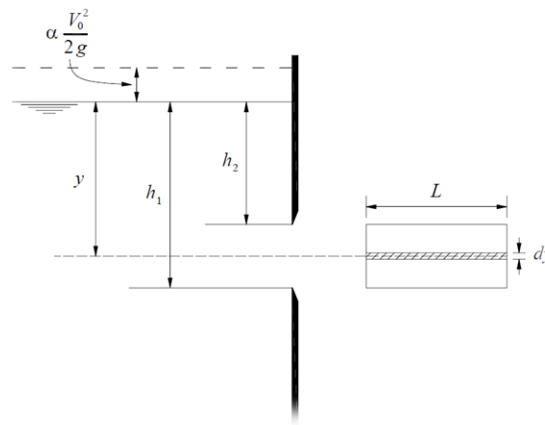


Figura 2.6 Esquema para deducción de la fórmula de un vertedero

Fuente: (Rocha Felices, 2007)

Consideramos que en el orificio hay una pequeña franja de área elemental de ancho L y espesor dy a través de la cual pasa el siguiente caudal.

$$dQ = v \cdot dA = v \cdot L \cdot dy \quad (2)$$

Siendo v la velocidad correspondiente, para el cálculo de esta velocidad se aplica el teorema de Bernoulli y se obtiene

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(y + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \right)} \quad (3)$$

por lo tanto,

$$dQ = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(y + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)} \cdot L \cdot dy \quad (4)$$

Integrando se obtiene el caudal a través del orificio

$$Q = \sqrt{2 \cdot g} \cdot \int_{h_2 + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g}}^{h_1 + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g}} \left(y + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot L \cdot dy \quad (5)$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_2 + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \cdot L \quad (6)$$

Esta fórmula es para un orificio. Para un vertedero debe darse que $h_2=0$. Si, además llamamos H a h_1 , que es la carga, se tiene

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(H + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \cdot L \quad (7)$$

que es la fórmula teórica de descarga de un vertedero. Esta fórmula no toma en cuenta la fricción, ni los efectos debidos a la contracción vertical de la napa. En consecuencia, para obtener el gasto real se debe aplicar un coeficiente C de descarga. Entonces el gasto real es

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C \left[\left(H + \alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\alpha \cdot \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \cdot L \quad (8)$$

El coeficiente de descarga C se obtiene experimentalmente.

Si tuviésemos un vertedero en el que la velocidad de aproximación fuese tan pequeña que pudiese despreciarse, entonces, para $v_o = 0$ se obtiene la descarga teórica

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (9)$$

se agrupa el coeficiente adimensional C con constantes físicas para facilitar el uso práctico de la fórmula.

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (10)$$

El cálculo de la descarga sostiene que el flujo es proporcional a la longitud de la cresta y a la carga hidráulica incrementada a la potencia $3/2$. Si la sección del canal de aproximación excede 8 veces el producto LH , la velocidad de aproximación puede ser despreciable. El coeficiente de descarga C , establecido de manera experimental desde el siglo XIX, se basa en elementos como la carga H , la geometría de los bordes, la altura del límite y las características del fluido. Es importante señalar que cada investigación experimental acerca de este coeficiente tiene un campo de uso específico, y extrapolar sus hallazgos más allá de este campo pone en riesgo la fiabilidad de los resultados (Rocha Felices, 2007).

2.8 Embocadura: Vertedero WES.

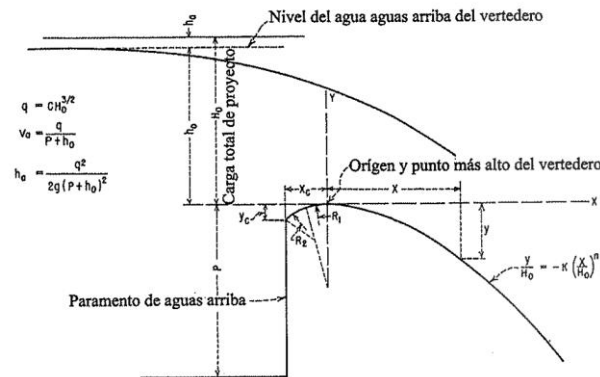


Figura 2.7 Elementos de un perfil estricto

Fuente: (U.S.B.R., 2007)

Un vertedero de tipo WES es una estructura hidráulica creada por la USBR, con un diseño optimizado para incrementar la capacidad de desagüe y mantener un flujo estable y adherido, previniendo la cavitación o la separación de la lámina vertiente. Se emplea en presas ya que facilita la evacuación controlada y segura de los excedentes de agua, para satisfacer este objetivo, el perfil debe conseguir el máximo desagüe posible con elevados niveles en el embalse sin provocar depresiones en el límite que generen inestabilidad. El perfil más

utilizado es el establecido por el USBR, fundamentado en arcos circulares y cuyos coeficientes se logran multiplicando por la carga H_o del vertedero.(SPANCOLD, 2018).

2.8.1 Perfil hidrodinámico

Según USBR (2007) este perfil se puede definir de dos maneras:

$$\frac{y}{H_o} = -K \left(\frac{x}{H_o} \right)^n \quad (11)$$

Tabla 2.3 Valores de K y n para distintas pendientes de la cara aguas arriba

Pendiente	K	n
Vertical	2.000	1.850
3 en 1	1.936	1.836
3 en 2	1.939	1.810
3 en 3	1.873	1.776

Fuente: (U.S.B.R., 2007)

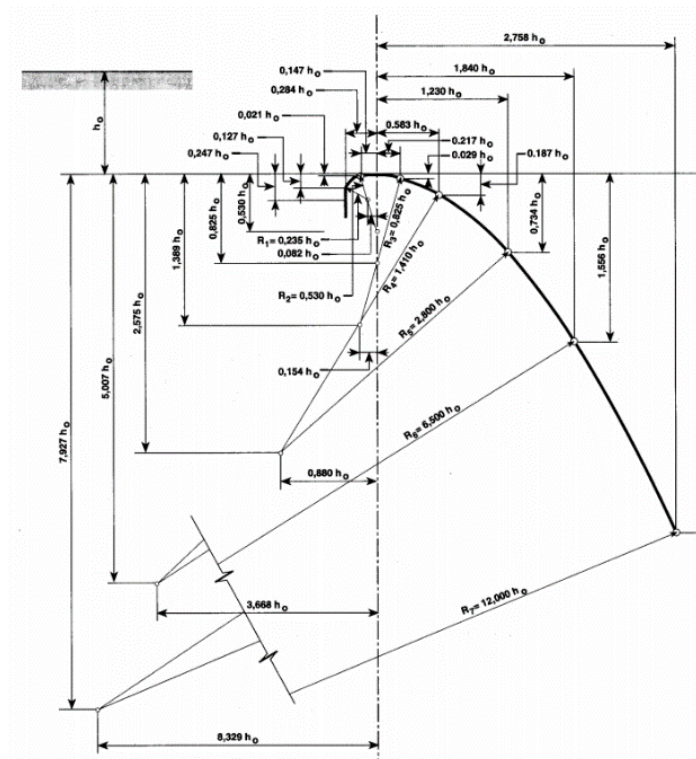


Figura 2.8 Perfil U.S.B.R.

Fuente. (SPANCOLD, 2018)

2.8.2 Capacidad de descarga.

Según USBR (2007), si H_o es la energía sobre el umbral del vertedero, la capacidad de descarga de caudal es:

$$Q = C_d \cdot L \cdot H_o^{1,5} \quad (12)$$

Donde C_d es el coeficiente de descarga que está en función de la altura del vertedero y la carga para el cual fue diseñado el perfil hidrodinámico, L simboliza la longitud efectiva de la estructura, que se determina a partir de la longitud total bruta L_T .

2.8.2.1 Coeficiente de descarga C_d

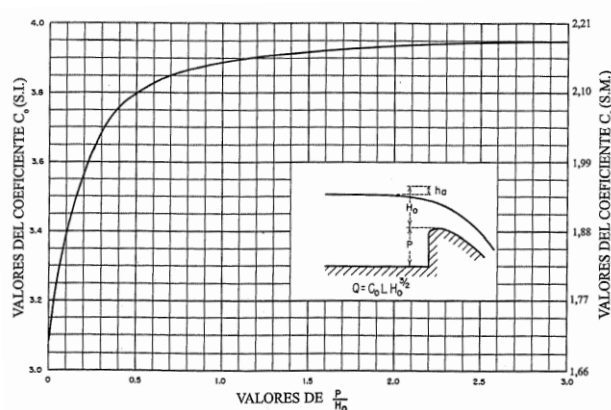


Figura 2.9 Coeficiente de descarga con pared vertical aguas arriba

Fuente: (U.S.B.R., 2007)

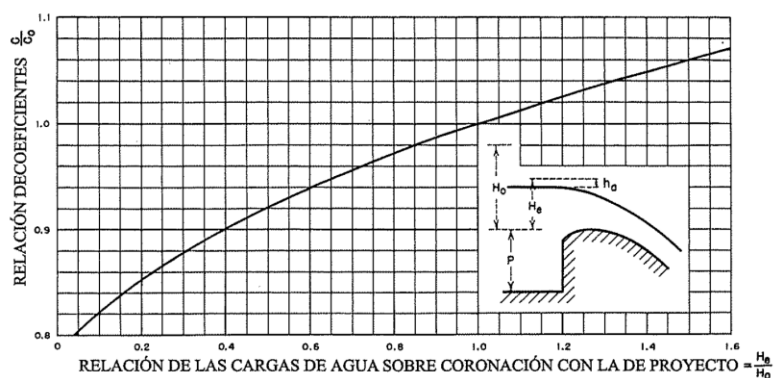


Figura 2.10 Coeficientes de descarga distintas de la del proyecto

Fuente: (U.S.B.R., 2007)

2.8.2.2 Longitud o ancho efectivos del vertedero L .

Según USBR (2007), cuando se encuentran pilas y estribos en la coronación de un vertedero, estos componentes causan contracciones laterales en la superficie de vertido. Así, la longitud real del vertedero, L , es inferior a su longitud total, L_T . Para tomar en cuenta este efecto, es necesario disminuir la longitud total.

$$L = L_T - 2(NK_p + K_a)H_o \quad (13)$$

Donde:

L : Longitud efectiva de la coronación.

L_T : Longitud neta de coronación (sin pilas).

N : Numero de pilas.

K_p : Coeficiente de contracción debido a las pilas.

K_a : Coeficiente de contracción debido a los estribos.

H_o : carga total sobre el vertedor.

Tabla 2.4 Coeficiente de contracción debido las pilas K_p

K_p	0,02	Pilas rectangulares con esquinas redondeadas
	0,01	Pilas redondeadas
	0,00	Pilas terminadas en pico

Fuente: (U.S.B.R., 2007)

Tabla 2.5 Coeficiente de contracción debido a los estribos K_a

K_a	0,20	Estribos con el frente perpendicular a la dirección del flujo.
	0,10	Estribos redondeados con el frente perpendicular a la dirección del flujo y radio de curvatura entre 15 y 50% del calado de diseño.
	0,10	Estribos redondeados con el frente perpendicular a la dirección del flujo y radio de curvatura superior al 50% del calado de diseño.

Fuente: (U.S.B.R., 2007)

2.9 Embocadura: Vertedero PKW.

El vertedero PKW es una versión moderna de los laberínticos, creada para mejorar la capacidad de descarga sin requerir un aumento en el ancho disponible o que la altura de la presa sea elevada. Su forma, parecida a las teclas de un piano, posibilita que el perímetro efectivo de descarga crezca significativamente y que la eficiencia hidráulica sea superior en comparación con los laberínticos tradicionales. A pesar de que estos últimos han existido desde la mitad del siglo XX, su uso era restringido por la complejidad constructiva y por el gran espacio de cimentación que solicitaban. El PKW apareció a comienzos del siglo XXI como una solución más compacta, factible y eficaz para represas que necesitan incrementar su capacidad de evacuación sin que se realicen cambios estructurales significativos.

Es relevante señalar que los vertederos PKW se pueden usar no solo en presas de gravedad, sino también como estructuras laterales de alivio libre para flujos en presas de escollera o arcos (Epicum, 2013).

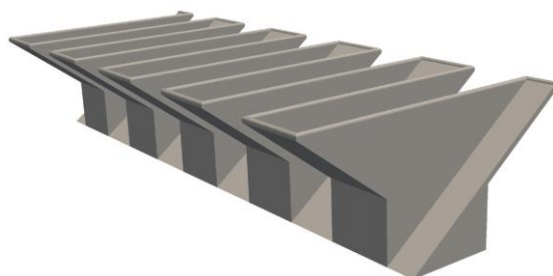


Figura 2.11 Vertedero PKW (Tecla de Piano)

Fuente: (Belzmer, 2020)



Figura 2.12 Vertedero PKW bajo operación hidráulica

Fuente: (Belzmer, 2020)

2.9.1 Vertederos PKW implementados alrededor del mundo.

El PKW ha ido adquiriendo relevancia como una opción moderna y segura para la administración de avenidas extraordinarias, y su uso sigue extendiéndose en proyectos de restauración y en obras hidráulicas recientes a nivel global.

Tabla 2.6 Registro mundial de aliviaderos PKW

Nombre de la presa	País	Año de finalización
Bakkhada	Argelia	1938
Beni Bahdel	Argelia	1940
Goulours	Francia	2006
Saint-Marc	Francia	2008
Eiroit	Francia	2009
Gloriettes	Francia	2010
Rattling Lake	Canadá	2011
Escouloubre	Francia	2011
Gouillet	Francia	2011
Malarce	Francia	2012
Beaufort	Francia	2013
Black Esk	Reino Unido	2013
Dak Mi 4B	Vietnam	2013
Dak Rong 3	Vietnam	2013
Giritale	Sri Lanka	2013
Loombah	Australia	2013
Sawra Kuddu	India	2013
Emma	Suiza	2013
Campauleil	Francia	2014
Charmines	Francia	2015
Rambawa Tank	Sri Lanka	2015
Rassisse	Francia	2015
Raviege	Francia	2015
Van Phong	Vietnam	2015
Da Dang 3	Vietnam	2016
Dak Mi 3	Vietnam	2016
Record	Francia	2016
Xuan Minh	Vietnam	2016
Gage	Francia	2017
Hazelmere	Sudáfrica	2017
Oule	Francia	2018
Ouljet Mellegue	Argelia	2018
Lewis Creek reservoir	Estados Unidos	2019

Fuente: (Anh Tuan & Hiramatsu, 2020)

2.9.2 Tipos de vertederos PKW.

El vertedero PKW tiene un diseño complejo y se divide en cuatro categorías principales: tipo A, con voladizos aguas arriba y aguas abajo; tipo B, con voladizos aguas arriba y pared vertical aguas abajo; tipo C, con voladizos aguas arriba y pared vertical aguas arriba; y tipo D, con paredes verticales en ambas partes. (Lempérière et al., 2011).

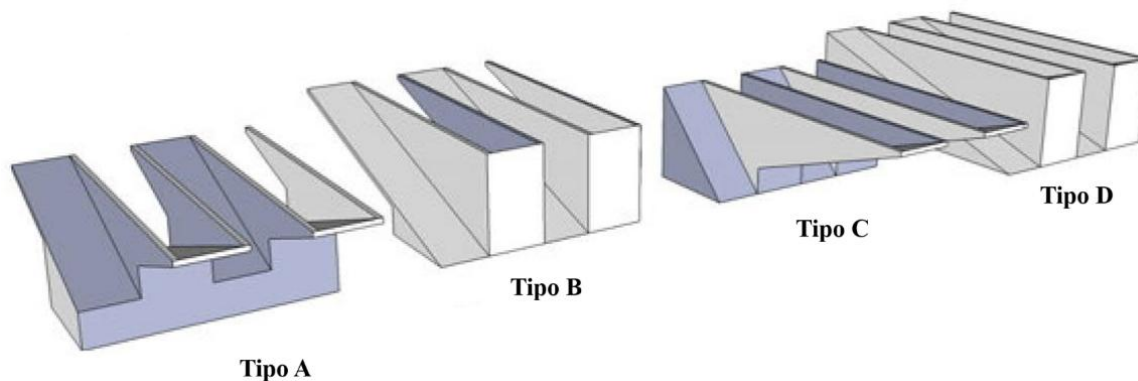


Figura 2.13 Modelos 3D vertedero PKW

Fuente: (Machiels, O., 2012)

Los PKW tipo A, caracterizados por su capacidad para resistir cargas elevadas, operan con un coeficiente de descarga (C_{dw}) muy alto al contrario del tipo B, que pierden mucho en capacidad bajo las mismas condiciones. Además, para el tipo A, el desagüe se da en forma de flujo bien distribuido, sin evidencia de congestión en ninguna de las tres crestas (aguas arriba, aguas abajo y laterales), mientras que, en altas cargas, el tipo B crea cuello de botella en las crestas laterales, limitando así su capacidad de descarga. En términos de versatilidad, a favor del tipo A es que es útil ante condiciones variables o extremas y ofrece un poco más de seguridad y adaptabilidad, mientras que el Tipo B solo es mejor que el Tipo A en bajas cargas, algo de escaso valor para los casos críticos en el manejo de presas (Torre-Gómez, 2023). Los PKW de tipo C no brindan un beneficio extra en el rendimiento hidráulico, a excepción de una mejor gestión de grandes trozos de escombros flotantes. Los PKW de tipo D son, en esencia, vertederos en espiral clásicos que han sido mejorados y resultan útiles cuando se necesita una huella más extensa a causa del estado del cimiento, como puede ser el caso con los ríos aluviales (Lempérière et al., 2011).



Figura 2.14 Vertedero PKW de presa Goulours en Francia

Fuente: (Frederic Laugier, EDF, 2017)



Figura 2.15 Vertedero PKW de presa Charmines en Francia

Fuente: (Frederic Laugier, EDF, 2017)



Figura 2.16 Vertedero PKW de presa Saint-Marc en Francia

Fuente: (Frederic Laugier, EDF, 2017)



Figura 2.17 Vertedero PKW de presa Etroit en Francia

Fuente: (Frederic Laugier, EDF, 2017)

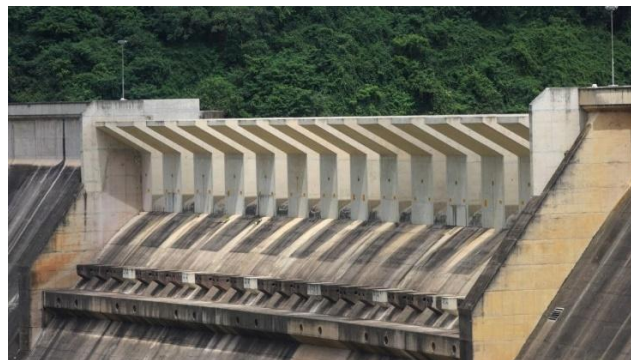


Figura 2.18 Vertedero PKW de presa Hazelmere en Sudáfrica

Fuente. (Odendaal, 2024)

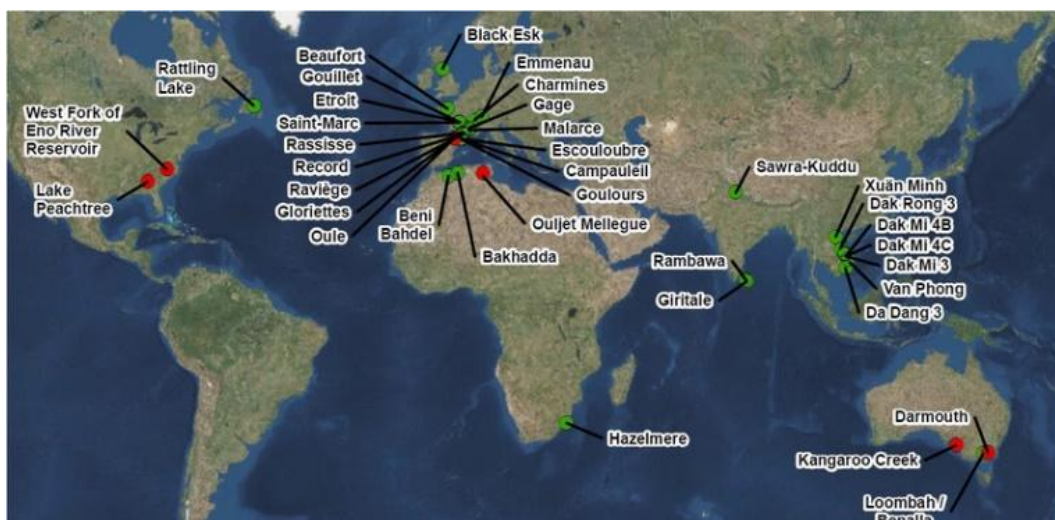


Figura 2.19 Ubicación de presas en todo el mundo equipadas con tecnología PKW

Fuente: (Registro Mundial de PKW, 2018)

2.9.3 Parámetros de un vertedero PKW.

Esta convención de nomenclatura se enfoca únicamente en la propia estructura del vertedero PKW, sin abarcar estructuras complementarias como pilares de puente o anclajes, que pueden ser requeridos en ciertas situaciones, ni especifica sus fronteras laterales debido a las variaciones en su ejecución. Sin embargo, sí incluye anotaciones para factores físicos como la carga hidráulica o las profundidades. La estructura del PKW se define como un conjunto de elementos: la estructura fundamental que incluye las entradas, salidas y muros laterales, los muros de parapeto y las protuberancias (Pralong et al., 2011).

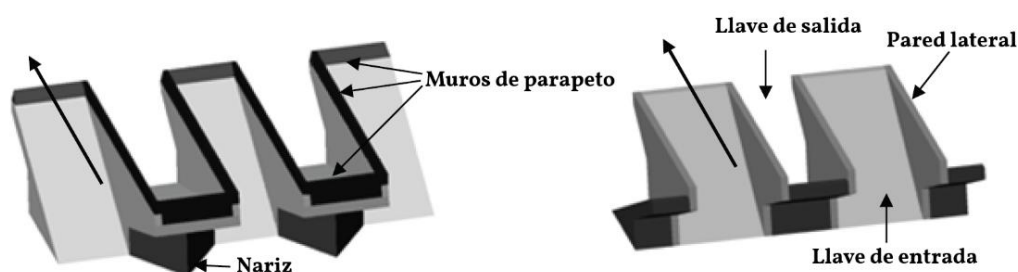


Figura 2.20 Componentes considerados y elementos básicos constitutivos

Fuente: (Pralong et al., 2011)

“La descripción propuesta de la estructura del PKW se basa en el supuesto de que estos vertederos tienen una forma regular que puede dividirse en unidades de PKW representativas similares, La unidad representa la extensión más pequeña de una estructura completa y está compuesta por una clave de entrada completa con un muro lateral y media clave de salida a cada lado” (Pralong et al., 2011).

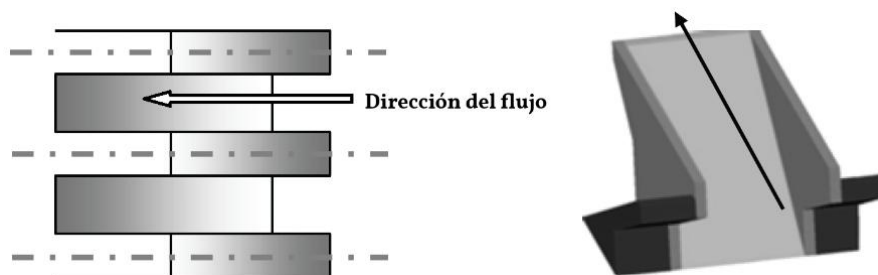


Figura 2.21 Vista en planta y 3D de una unidad PKW

Fuente: (Pralong et al., 2011)

Según Pralong et al (2011), esta unidad de PKW es esencial ya que posibilita la reconstrucción total de la estructura a través de la yuxtaposición y es suficiente para detallar la mayoría de sus parámetros geométricos, añadiendo únicamente algunas dimensiones globales a su descripción para determinar totalmente la configuración del vertedero. Para este propósito, se han definido normas específicas de nomenclatura: B para longitudes, W para anchuras, P para alturas, L para longitudes extendidas, S para pendientes y T para espesores. Además, se emplean subíndices para determinar la localización de cada parámetro, en la que i se refiere a la llave de entrada, o se refiere a la llave de salida y b señala parámetros vinculados a la base de la estructura.

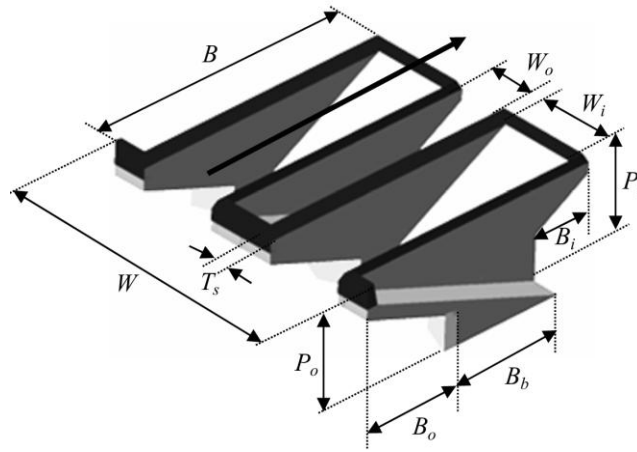


Figura 2.22 Parámetros fundamentales de un PKW completo - vista 3D

Fuente: (Pralong et al., 2011)

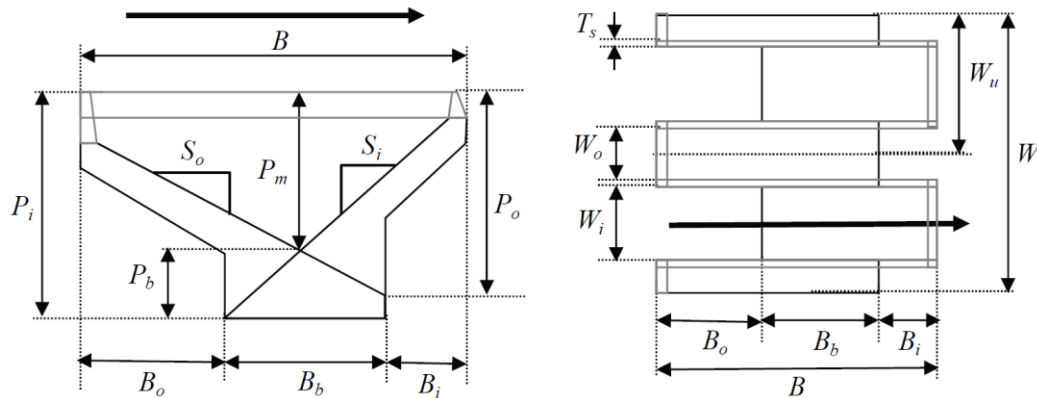


Figura 2.23 Parámetros PKW – Vista transversal y vista en planta

Fuente: (Pralong et al., 2011)

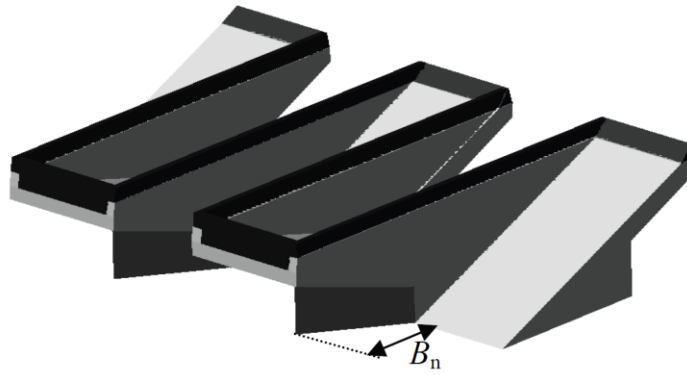


Figura 2.24 Parámetro de la nariz - vista en 3D

Fuente: (Pralong et al., 2011)

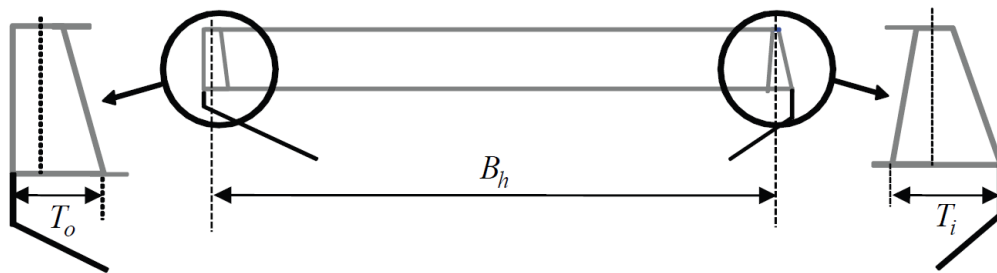


Figura 2.25 Detalles de las secciones transversales de las crestas del PKW

Fuente: (Pralong et al., 2011)

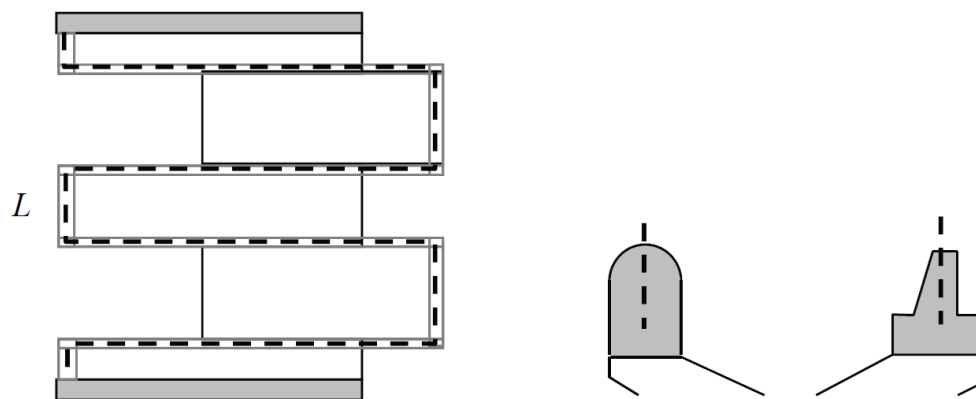


Figura 2.26 Longitud de cresta desarrollada y secciones transversales típicas

Fuente: (Pralong et al., 2011)

Tabla 2.7 Nomenclatura de los parámetros fundamentales de la geometría de PKW

Símbolo del parámetro	Significado
B	Longitud aguas arriba-aguas abajo del PKW
B _o	Longitud del voladizo aguas arriba (clave de salida) en la cresta
B _i	Longitud del voladizo aguas abajo (clave de entrada) en la cresta
B _b	Longitud de la base
B _h	Longitud de la cresta con desborde por los muros laterales, medida desde el eje de la cresta de la clave de salida hasta el eje de la cresta de la clave de entrada
B _n	Longitud de la nariz
P _i	Altura de la entrada de la clave de entrada, medida desde la cresta del PKW (incluyendo posibles parapetos)
P _o	Altura de la entrada de la clave de salida, medida desde la cresta del PKW (incluyendo posibles parapetos)
P _b	Altura del nivel del solado en la intersección de las claves de entrada y salida
P _m	Diferencia entre P _i y P _b
S _i	Pendiente del solado de la clave de entrada (longitud sobre altura)
S _o	Pendiente del solado de la clave de salida (longitud sobre altura)
W	Ancho total del PKW
W _u	Ancho de una unidad del PKW
W _i	Ancho de la clave de entrada (de muro a muro)
W _o	Ancho de la clave de salida (de muro a muro)
T _s	Espesor del muro lateral
T _i	Espesor horizontal de la cresta en el extremo de la clave de entrada (medido en la base de posibles parapetos)
T _o	Espesor horizontal de la cresta en el extremo de la clave de salida (medido en la base de posibles parapetos)
L	Longitud total desarrollada a lo largo del eje de la cresta con desborde
L _u	Longitud desarrollada de una unidad del PKW a lo largo del eje de la cresta con desborde
N _u	Número de unidades del PKW que constituyen la estructura
n	Relación de longitud desarrollada del PKW
n _u	Relación de longitud desarrollada de una unidad del PKW

Fuente: (Pralong et al., 2011)

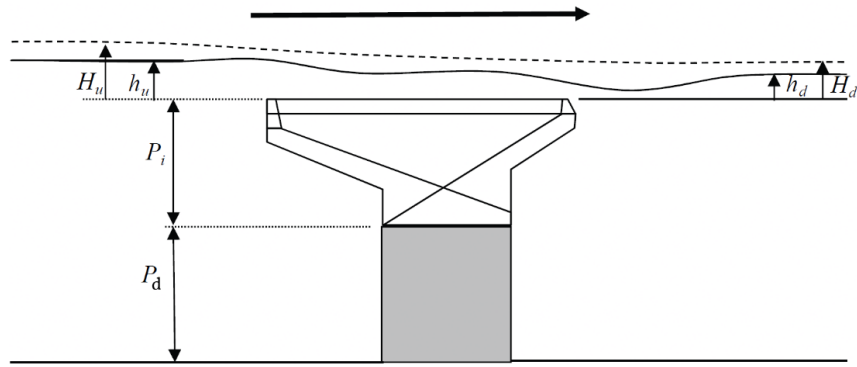


Figura 2.27 Nomenclatura de los parámetros físicos

Fuente: (Pralong et al., 2011)

Tabla 2.8 Nomenclatura de parámetros físicos

Símbolo del parámetro	Significado
P_d	Altura de la presa
H_u	Carga total aguas arriba sobre la cresta del vertedero
h_u	Profundidad del flujo aguas arriba sobre la cresta
H_d	Carga total aguas abajo sobre la cresta del vertedero
h_d	Profundidad del flujo aguas abajo sobre la cresta
Q	Caudal del flujo
q_{sw}	Caudal específico referido al ancho total del PKW
C_{dW}	Coefficiente de descarga relacionado al ancho total
q_{sL}	Caudal específico referido a la longitud desarrollada
C_{dL}	Coefficiente de descarga relacionado a la longitud desarrollada

Fuente: (Pralong et al., 2011)

2.9.4 Parámetros geométricos e hidráulicos óptimos para un PKW.

2.9.4.1 Altura del PKW P/W_u .

Los análisis de Machiels et al. (2014) y Erpicum et al. (2014), demostraron que el rendimiento hidráulico de un PKW se maximiza para una relación P/W_u de 1,3 a 1,33, logrando una eficiencia de vertido hasta cuatro veces superior a la de un vertedero lineal. En contraste, el óptimo económico P/W_u moderadamente bajo, entre 0,5 y 0,83 genera una pérdida de aproximadamente un 10 % de la eficiencia.

2.9.4.2 Voladizos B_o/B_i .

Según Machiels et al. (2014) y Erpicum et al. (2014), la relación óptima en vertederos PKW varía según su altura: para PKW altos $P/W_u = 1,33$; $B_o/B_i = 3$ se maximiza el caudal un 10%, excepto en cargas muy bajas $H/P < 0,1$ donde el tipo B es más eficiente. Para PKW bajos $P/W_u = 0,5$, la simetría $B_o/B_i = 1$ ofrece el mejor rendimiento.

2.9.4.3 Pendiente de las llaves $S_i - S_o$.

Machiels et al. (2011), en un estudio experimental de vertederos PKW con geometría fija ($W_i/W_o = 1,50$; $L/W = 5$; voladizos simétricos), variaron el ángulo de inclinación de las llaves ($\alpha \approx 14^\circ$ - 56°). Determinaron que aumentar la pendiente ($\tan\alpha > 0,25$) aumenta la capacidad de descarga, pero esta ayuda se vuelve insignificante cuando $\tan\alpha = 1,2$ ($\alpha \approx 50^\circ$). Anderson y Tullis (2013), están de acuerdo con estas observaciones, mostrando que un grado alto no mejora mucho la capacidad de descarga.

2.9.4.4 Relación L/W .

Machiels et al. (2014), establece que la relación L/W óptima para PKW es 5, de modo que se logra la máxima eficiencia hidráulica, junto con consideraciones de viabilidad. Los valores más altos $L/W > 5$ proporcionan ganancias marginales en capacidad, pero mayor complejidad y costos, si bien las relaciones 6 y 7 son más eficientes con cargas intermedias, tienden a disminuir su coeficiente de descarga C_{dW} con cargas más elevadas, valores bajos $L/W < 5$ implican una reducción significativa de la capacidad de descarga.

2.9.4.5 Nariz bajo el voladizo aguas arriba.

De acuerdo con Ghanbari y Heidarnajad (2020), la instalación de entradas triangulares, mejora significativamente la eficiencia hidráulica de los PKW. Los resultados de su estudio experimental y numérico indican un aumento del coeficiente de descarga C_{dW} de hasta el 36% en comparación con los modelos convencionales de formas rectangulares, especialmente con caudales bajos $H_u/P < 0,2$. Esta mejora se atribuye a una mejor aireación del flujo y a la reducción de interferencias entre los chorros laterales.

2.9.4.6 Relación entre anchos de entrada y salida W_i/W_o .

El coeficiente de descarga y el caudal se maximizan cuando W_i/W_o en PKW tipo A es de 1,25, según múltiples estudios (Bansal, Bhardwaj, Singh, & Kumar, 2024), (Mero, Haleem, & Yousif, 2022). Los valores que están por debajo de 1,0 o por encima de 1,5 disminuyen notablemente la eficiencia hidráulica a causa de las turbulencias y los efectos de sumergencia. Aunque enfatizan que las geometrías simétricas $W_i/W_o = 1$ pueden ser más prácticas en términos constructivos, investigaciones como las de Machiels et al. (2014) y Erpicum et al. (2014), apoyan este rango.

Tabla 2.9 Los anchos de las llaves de entrada y salida de 14 presas con PKW

PKW	W_i (m)	W_o (m)	W_i/W_o	PKW	W_i (m)	W_o (m)	W_i/W_o
Record	1,52	1,52	1,00	St. Marc	3,10	2,20	1,41
Malarce	1,65	1,58	1,04	Escouloubre	1,30	0,90	1,44
Campauleil	1,55	1,40	1,11	Raviège	2,40	1,65	1,45
Van Phong	2,40	2,00	1,20	Chamines	2,40	1,60	1,50
Gage	1,60	1,30	1,23	Glorities	2,35 - 2,50	1,50	1,57 - 1,67
Giritale	2,50	2,00	1,25	Goulours	2,70	1,50 - 1,80	1,50 - 1,80
Emmenau	0,625	0,50	1,25	Etroit	2,45 - 2,75	1,50	1,63 - 1,83

Fuente: (Yang et al., 2023)

2.9.4.7 Forma transversal de la cresta.

Cicero y Delisle (2013), mencionan que en el PKW tipo A, se ha estudiado una cresta plana, semicircular y de cuarto de redonda, con dos alturas de vertedero. Se constató que la forma de la cresta influye en la capacidad de descarga. Es más notable entre las cargas bajas cuando la cresta semicircular y de cuarto de redonda presentan una performance hidráulica superior a la de cresta tipo plana, aumentando el caudal entre un 10 y 20%, por otra parte Shen y Oertel (2023), examinaron los efectos de cuatro perfiles de cresta en el comportamiento de las descargas, considerando secciones transversales claves con variación lineal, y señalaron que la cresta semi redonda otorgaba la mayor capacidad de descarga, mientras que la cresta plana era la más eficiente en términos de disipación energética.

2.9.4.8 Espesor de la cresta.

El ancho de la cresta del muro controla el flujo, no el espesor del muro en sí. No obstante, la cresta suele tener el mismo ancho que el muro o uno ligeramente menor, Bremer y Oertel (2017), analizaron muros de 0,05, 0,10 y 0,20 m de espesor. Hallaron que, al aumentar el espesor, la eficiencia disminuía, especialmente con cargas bajas. Para caudales pequeños, el vertedero con $T_s = 0,05$ m era hasta un 40% más eficiente que el de $T_s = 0,20$ m.

T_s varía entre 0,20 y 0,40 m, es preferible que T_s no supere los 0,40 m.

Tabla 2.10 El grosor de pared de 14 vertederos PKW en presas

PKW	T_s (m)	PKW	T_s (m)
Record	0,30 - 0,40	St. Marc	0,20 - 0,40
Malarce	0,20 - 0,40	Escouloubre	0,30
Campauleil	0,35	Raviège	0,25 - 0,40
Van Phong	0,20	Chamines	0,35
Gage	0,25 - 0,40	Glorities	0,25 - 0,35
Giritale	0,30	Goulours	0,20
Emmenau	0,08 (acero)	Etroit	0,35

Fuente: (Yang et al., 2023)

2.9.4.9 Parapetos.

Anderson y Tullis (2013), indican que incluir parapetos en la cresta de un PKW aumenta el caudal debido a que el dispositivo amplía el volumen de entrada y, a la vez, favorece el alzamiento de la superficie libre en el vertedero; de este modo, se reducen las pérdidas energéticas a través de la entrada y se evita la sumersión local, que habitualmente se presenta en grandes caudales.

2.9.4.10 Altura de la presa P_d .

Según Erpicum et al. (2011), la altura de la presa sobre la que se instala el PKW puede influir en su capacidad de descarga. Los resultados muestran que, para un PKW con $L/W = 5$, valores de P_d/P cercanos a cero pueden reducir su eficiencia en aproximadamente un 15%.

2.9.4.11 Ratio de carga y altura de vertedero H_u/P

Un vertedero PKW suele ser una opción viable cuando la relación H_u/P está entre 0,4 y 1. Sin embargo, si dicho ratio se encuentra entre 1 y 2, el PKW puede no ser conveniente debido a que, aunque su rendimiento hidráulico es bueno en este intervalo, los altos costos de construcción del PKW pueden hacer que esta alternativa no sea rentable en comparación con la de una cresta estándar tipo WES (Erpicum, 2013).

2.9.4.12 Carga hidráulica H/W_o .

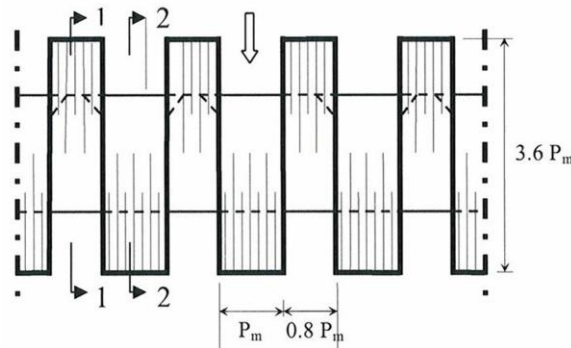
Según Nguyen, Le y Doan (2023) un PKW tipo A con relación $H/W_o < 0,5$ logra un alto coeficiente de descarga $C_{dL} = 2,0$ ideal para eficiencia habitual, pero su rendimiento decae en eventos extremos, con $H/W_o > 0,5$ el C_{dL} es estable (0,6-1,4).

2.9.5 Diseño del PKW.

ICOLD (2010), presenta una configuración simétrica con voladizos de igual longitud aguas arriba y aguas abajo, y una relación recomendada $N = 5$. Incrementar este valor no se considera rentable. Las dimensiones restantes se definen en función de la altura máxima de las paredes (P_m), y la carga hidráulica aguas arriba (H) debe oscilar entre $0,4P_m$ y $2P_m$. Dentro de este rango, la descarga unitaria q ($m^3/m/m$) se calcula aproximadamente como:

$$q = 4,25 \cdot H \cdot \sqrt{P_m} \quad (14)$$

Para optimizar la eficiencia hidráulica cuando no hay restricciones de altura, se recomienda aumentar P_m manteniendo las proporciones sugeridas, en lugar de elevar la relación de longitud.



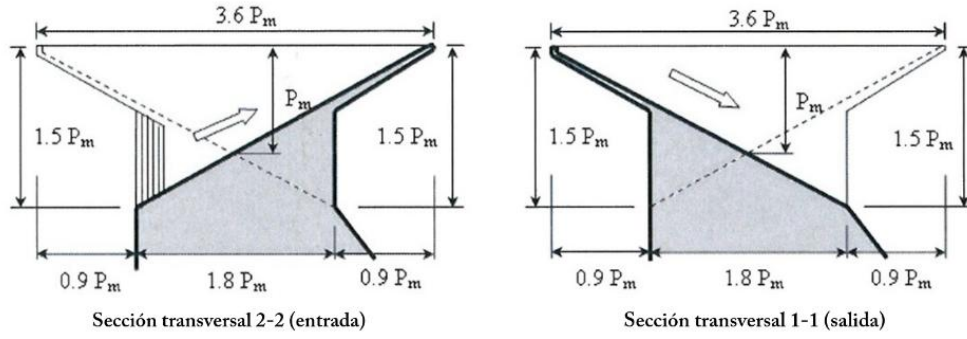


Figura 2.28 Dimensiones recomendadas PKW (ICOLD)

Fuente: (ICOLD, 2010).

2.9.6 Ecuaciones analíticas de la capacidad de descarga de vertederos PKW.

El caudal total de un PKW es una función que depende de muchos parámetros:

$$Q = f(\rho, g, \nu, \sigma, \alpha, H, L, P, W, W_i, W_o, B_i, B, B_o, T_s) \quad (15)$$

donde el fluido se caracteriza por su densidad ρ , la viscosidad cinemática ν , la tensión superficial σ y H es la carga total aguas arriba. Los otros parámetros están relacionados con la geometría del vertedero PKW (Abhash & Pandey, 2022).

Mediante el uso del análisis dimensional, el coeficiente de descarga del PKW como función de parámetros adimensionales se expresa como:

$$C_d = f\left(\frac{H}{P}, \frac{L}{W}, \frac{W_i}{W_o}, \frac{B}{P}, \frac{B_o}{B}, \frac{B_i}{B}, R, W_e\right) \quad (16)$$

donde R y W_e son el número de Reynolds y el número de Weber, respectivamente.

Debido a la complejidad de la geometría de un vertedero PKW, muchas ecuaciones empíricas han sido determinadas, la mayoría de las ecuaciones utilizan la ecuación estándar del vertedero:

$$Q = C_{dW} \cdot W \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^3} \quad (17)$$

con Q como descarga, H como cabeza total, W como ancho total del desagüe, g como la aceleración gravitacional. El efecto del desagüe depende así del coeficiente de descarga C_{dW} .

2.9.6.1 Ecuación de Ribeiro et al.

Ribeiro et al. (2012), obtuvo mediante comparación con la capacidad de descarga teórica Q_s de un vertedero lineal de cresta afilada de igual ancho, considerando la relación de incremento de caudal r .

$$r = \frac{Q}{Q_s} = \frac{Q}{C_s W \sqrt{2gH^3}} \quad (18)$$

con Q como el caudal del vertedero PKW. El coeficiente de descarga del vertedero lineal de cresta afilada C_s puede asumirse constante con $C_s = 0,42$, donde:

$$r = 1 + 0,24 \cdot \delta (wpba)$$
$$\delta = \left(\frac{(L - W)P_i}{WH} \right)^{0,9} \quad (19)$$

y w, p, b, a se encontraron como factores de corrección individuales, expresando la influencia de los parámetros secundarios:

$$w = \left(\frac{W_i}{W_o} \right)^{0,05} \quad (20)$$

$$p = \left(\frac{P_o}{P_i} \right)^{0,25} \quad (21)$$

$$b = \left(0,3 + \frac{B_o + B_i}{B} \right)^{-0,5} \quad (22)$$

$$a = 1 + \left(\frac{R_o}{P_o} \right)^2 \quad (23)$$

en embalses el efecto distal en PKWs reduce su capacidad de descarga, requiriendo un factor de reducción (ζ) para ajustar cálculos basados en modelos de canal.

$$\zeta = 1 - \left(\frac{1,5W_o}{W} \right) \quad (24)$$

$$Q = \zeta \cdot r \cdot 0,42 \cdot W \cdot \sqrt{2gH^3} \quad (25)$$

Rango de aplicación.

La ecuación con un coeficiente de correlación $R^2 = 0,976$, se aplica a un PKW tipo A, con crestas semi redondeadas, nariz redondeada, considera parapetos, tiene un error máximo de +18% a -11%, pero la mayoría de los datos caen dentro del rango de $\pm 10\%$, y debe utilizarse con las siguientes limitaciones: PKWs sin sumergencia

$$H \geq 0,05 \text{ m (para evitar efectos de escala)}$$

$$0 \leq \delta \leq 20; 1,2 \leq r \leq 5,3$$

$$0,1 < H/P < 2,8; 3,0 < L/W < 7,0; 1,5 < B/P < 4,6; 0,50 < W_i/W_o < 2,0;$$

$$0,4 < (B_o + B_i)/B < 0,8; 0,72 < P_o/P_i < 1,38; 0 < R_o/P_o < 0,22; 0,34 \leq S \leq 0,70$$

2.9.6.2 Ecuación de Machiels et al.

Machiels et al. (2012), estimó la descarga específica (q) para vertederos PKW de cresta plana como la suma de las descargas específicas en el lado aguas abajo (q_d), aguas arriba (q_u) y los crestones laterales (q_s):

$$q = \frac{Q}{W} = q_u \frac{W_o}{W_u} + q_d \frac{W_i}{W_u} + q_s \frac{2B}{W_u} \quad (26)$$

Los tres caudales específicos pueden estimarse utilizando ecuaciones estándar de vertederos:

$$q_u = 0,374 \left(1 + \frac{1}{1000H + 1,6} \right) \left[1 + 0,5 \left(\frac{H}{H + P_T} \right)^2 \right] \sqrt{2gH^3} \quad (27)$$

$$q_d = 0,445 \left(1 + \frac{1}{1000H + 1,6} \right) \left[1 + 0,5 \left(\frac{H}{H + P} \right)^2 \right] \sqrt{2gH^3} \quad (28)$$

$$q_s = 0,41 \left(1 + \frac{1}{833H + 1,6} \right) \left[1 + 0,5 \left(\frac{0,833H}{0,833H + P_e} \right)^2 \right] \left[\frac{P_e^\alpha + \beta}{(0,833H + P_e)^\alpha + \beta} \right] \cdot \frac{1}{K_{Wi} K_{Wo} \sqrt{2gH^3}} \quad (29)$$

donde $P_T = P + P_d$, con altura de la presa bajo el vertedero PKW P_d , y altura media de los muros laterales P_e :

$$P_e = \frac{B_o}{B} P_T + \left(1 - \frac{B_o}{B} \right) \frac{P}{2} \quad (30)$$

y, α y β son parámetros que caracterizan la influencia de la pendiente de la entrada clave S_i en la eficiencia de descarga de la cresta lateral:

$$\alpha = \frac{0,7}{S_i^2} - \frac{3,58}{S_i} + 7,55 \quad (31)$$

$$\beta = 0,029 e^{\left(\frac{-1,446}{S_i} \right)} \quad (32)$$

Además, K_{Wi} describe la influencia del ancho de entrada clave W_i en la eficiencia de descarga de la cresta lateral, donde γ es una expresión empírica:

$$K_{Wi} = 1 - \frac{\gamma}{\gamma + W_i^2} \quad (33)$$

$$\gamma = 0,0037 \cdot \left(1 - \frac{W_i}{W_o} \right) \quad (34)$$

y K_{Wo} toma en cuenta la reducción de longitud de la cresta lateral inducida por el flujo de salida clave y la interferencia de la lámina lateral. Depende de H/W_o :

$$\text{if } \frac{H}{W_o} \leq \delta_1, \quad K_{Wo} = 1 \quad (35)$$

$$\text{if } \delta_1 \leq \frac{H}{W_o} \leq \delta_2$$

$$K_{Wo} = \frac{2}{(\delta_2 - \delta_1)^3} \left(\frac{H}{W_o} \right)^3 - \frac{3(\delta_2 + \delta_1)}{(\delta_2 - \delta_1)^3} \left(\frac{H}{W_o} \right)^2 + \frac{6\delta_2\delta_1}{(\delta_2 - \delta_1)^3} \left(\frac{H}{W_o} \right) + \frac{\delta_2^2(\delta_2 - 3\delta_1)}{(\delta_2 - \delta_1)^3} \quad (36)$$

$$if \delta_2 \leq \frac{H}{W_o}, \quad K_{W_o} = 0 \quad (37)$$

Los valores de los dos umbrales δ_1 y δ_2 están directamente relacionados con la pendiente de la salida clave S_o :

$$\delta_1 = -0,788S_o^{-1,88} + 5 \quad (38)$$

$$\delta_2 = 0,236S_o^{-1,94} + 5 \quad (39)$$

Rango de aplicación.

La ecuación con un coeficiente de correlación de $R^2 = 0,982$ se aplica a un PKW tipo A y B, con cresta planta, nariz rectangular, no considera parapetos, tiene un error máximo de $\pm 10\%$, y debe utilizarse con las siguientes limitaciones: PKWs sin sumergencia

$$L/W = 5; 0,33 \leq P/W_u \leq 2,0; 0,46 \leq W_i/W_o \leq 2,18; 0 \leq B_o/B_i \leq \infty; 0,06 \leq H/P \leq 3,20;$$

$$0 \leq B_i/P \leq 2,67; 0 \leq B_o/P \leq 2,67$$

2.9.6.3 Ecuación de Crookston et al.

Crookston et al. (2017), estima el coeficiente de descarga de un PKW.

$$C_{dW} = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{1}{a_1 + b_1 \left(\frac{H}{P} \right) + \frac{c_1}{\left(\frac{H}{P} \right)}} + d_1 \right) \cdot \left(\frac{L}{W} \right) \quad (40)$$

$$a_1 = 0,4216; b_1 = 9,412; c_1 = 0,1027; d_1 = 0,1114$$

Rango de aplicación.

La ecuación se aplica a un vertedero PKW tipo A, con cresta plana, nariz rectangular, no considera parapetos y debe utilizarse con las siguientes limitaciones: PKWs sin sumergencia

$$W_i/W_o = 1,25; 0,10 \leq H/P \leq 0,90$$

2.9.6.4 Ecuación de Guo et al.

Guo et al. (2019), basada en un extenso análisis de datos experimentales propuso la siguiente ecuación para estimar el coeficiente de descarga.

$$C_{dW} = 0,1 + 0,285 \left(\frac{L}{W}\right)^{0,45} \left(\frac{B}{P}\right)^{0,1} \left(\frac{W_i}{W_o}\right)^{0,05} \left(\frac{H}{P}\right)^{-0,465} \quad (41)$$

Rango de aplicación

La ecuación se aplica a un PKW tipo A, con cresta plana, nariz rectangular, no considera parapetos, tiene un error promedio de 5 a 8% para $H/P > 0,15$, un error máximo hasta 10% en algunos casos (especialmente para $H/P < 0,15$), considera aproximación desde embalse (no canal), y debe utilizarse con las siguientes limitaciones: PKWs sin sumergencia

$$H/P > 0,1; 2,5 < L/W < 8,5; 0 < W_i/W_o < 2,45; 1 < B/P < 6$$

2.9.6.5 Ecuación de Nguyen et al.

Nguyen et al. (2023) clasifican el comportamiento hidráulico de la llave de salida del vertedero PKW en condiciones de flujo libre, diferenciando un régimen no lleno cuando la relación de carga y ancho de salida cumple $H/W_o \leq 0,5$, y un régimen lleno cuando $H/W_o > 0,5$. Para cada caso se desarrollaron ecuaciones empíricas específicas del coeficiente de descarga.

En el régimen no lleno $H/W_o \leq 0,5$ se propuso la siguiente relación con un coeficiente de correlación $R^2 = 0,98$.

$$C_{dW} = 1,856 - 1,729 \frac{H_o}{P} - 0,92 \frac{H_o}{L_u} \quad (42)$$

Para el régimen lleno $H/W_o > 0,5$ se estableció la ecuación con un coeficiente de correlación $R^2 = 0,98$.

$$C_{dW} = 0,694 \frac{P^{0,294} \cdot W_u^{0,148}}{H_o^{0,442}} \quad (43)$$

Rango de aplicación.

Las ecuaciones se aplican a un PKW tipo A, con crestas plana, nariz rectangular, no considera parapetos, ambas ecuaciones presentaron bajos errores estadísticos (3,6 % y 8,03 % respectivamente), y debe utilizarse con las siguientes limitaciones: PKWs sin sumergencia

$$0,31 \leq H/W_o \leq 2,08; 0,17 \leq H/P \leq 2,09; 0,03 \leq H/L_u \leq 0,18; L/W = 5; W_i/W_o = 1,25$$

$$1,87 \leq B/P \leq 4,52; B_i/B_o = 1$$

2.9.6.6 Ecuación de Kadia et al.

Kadia et al. (2023), desarrollaron la siguiente ecuación para estimar el coeficiente de descarga del vertedero PKW.

$$C_{dW} = \frac{2}{3} \left(0,327 \left(\frac{L}{W} \right)^{0,669} \left(\frac{H}{P} \right)^{-0,487} \left(\frac{W_i}{W_o} \right)^{0,276} \left(\frac{P}{W_u} \right)^{-0,171} \right) \quad (44)$$

Rango de aplicación.

La ecuación con un coeficiente de correlación R^2 : 0,979, se aplica a un PKW tipo A, con cresta plana, nariz rectangular, no considera parapetos, tiene y un error promedio de $\pm 5\%$ y como máximo $\pm 10\%$ y debe utilizarse con las siguientes limitaciones: PKWs sin sumergencia

$$4 \leq L/W \leq 6; 0,15 \leq H/P \leq 1,6; 1 \leq W_i/W_o \leq 1,57; 0,5 \leq P/W_u \leq 1,33$$

2.9.7 Aireación del PKW.

Inicialmente, los sistemas de aireación para los primeros PKW se basaban en la “regla de la compuerta abatible”, que permite un flujo de aire equivalente al 5% al 10% del flujo de agua y luego dimensiona las tuberías para no superar una velocidad del aire de 50 m/s a 100 m/s (Vermeulen, 2017).

Vermeulen et al. (2017), sugirió un método novedoso para calcular la demanda de aire en PKW, que fue verificado en la presa de Malarce bajo condiciones de desbordamiento. Este método posibilita mejorar el diseño de sistemas de aireación al disminuir notablemente el

diámetro de las tuberías y hacer más sencilla su puesta en marcha e integración estructural, teniendo en cuenta el aire que es arrastrado por los chorros acuáticos que vienen de las entradas y los lados laterales del vertedero.

$$Q_{air} = (q_{sL} \cdot L_n) \cdot 0,26 \cdot \left(\frac{L_n}{P_n}\right) \cdot \left(\frac{d_j}{h_n}\right)^{0,446} \cdot \left(1 - \frac{V_m}{V_i}\right) \quad (45)$$

donde q_{sL} es el flujo lineal de agua ($m^3/s/m$), L_n es el ancho de la lámina vertiente (m), h_n es el espesor de la lámina (m), P_n es el perímetro de la lámina, que se asume como:

$$P_n = 2 \cdot (h_n + L_n) \quad (46)$$

d_j es la altura de caída del chorro (m), V_i es la velocidad del chorro al impactar (m/s) y V_m es la velocidad mínima requerida para arrastrar aire (1,1 m/s según los autores).

$$V_i = \sqrt{2gd_j} \quad (47)$$

los parámetros para la ecuación pueden ser estimados a partir de modelos numéricos o físicos.



Figura 2.29 Red de aireación en Saint Marc (izquierda) y Goulours (derecha)

Fuente: (Vermeulen, 2017)

Debe considerarse lo siguiente cuando se utilice la ecuación para la demanda de aire.

- Sólo el aire contenido en la mitad inferior de la lámina es aplicable, es decir, el aire realmente arrastrado es Q_{air} dividido por 2.

- Sólo debe tenerse en cuenta el caudal descargado sobre la clave de entrada y los muros laterales, ya que no se forma cavidad de aire bajo la lámina de la clave de salida.
- El flujo de aire depende de la altura de caída de la lámina – que es diferente a lo largo de la cresta lateral y aguas abajo. Por lo tanto, se recomienda que la necesidad de aire se calcule para segmentos de la lámina con diferentes alturas de caída.

Figura 2.30 Resumen de PKW con sistemas de aireación

Presa	Caudal de diseño (m ³ /s)	H (m)	Aireación (tipo y diámetro de tubería)	P (m)	H/P	W (m)	Nº entradas	Nº salidas
Goulours	68	0,95	PVC de 150 mm	3,05	0,311	14,1	2+0,5	3
Saint-Marc	134	1,35	PVC de 500 mm	5,15	0,262	15,1	2	3
L'Étroit	97	0,95	PVC de 500 mm	5,02	0,189	11,67	2	3
Gloriettes	90	0,8	HDPE de 160 mm	3	0,267	16,5	3	4
Malarce	568	1,5	PVC de 250 mm + colectores de 400 mm	4,4	0,341	42,5	11 + 1 cierre	11 + 1 cierre
Campauleil	190	0,9	PVC de 150 mm + colector de 300 mm	5,35	0,168	16,55	4	4
Charmines	300	1	PVC de 250 mm + colector de 500 mm	4,38	0,228	2 x 33	2 x 4	2 x 4
Rassisse (2 PKW)	431		HDPE de 200 mm	3,75		37,75	9	8
Raviege	284	1,4	PVC de 200 mm + colector de 350 mm	4,67	0,3	25,8	4 + 2 cierre	5
Record	1350		PVC de 200 mm + colector de 500 mm	3		4 x 12,5	4 x 3	4 x (2 + 2 cierre)
Gage	398	1,75	PVC de 300 mm + colector de 800 mm	6	0,292	26,6	7	6 + 2 cierre
Hazelmere	4288	3,23	HDPE de 300 mm	10	0,323	16,5	14	14
Oulet Mellegue	3805		HDPE de 400 mm	6,8	0,66	99,8	11	12

Fuente: (Lombaard & Basson, 2020)

2.10 Enlace embocadura y conducción.

El paso convergente entre la embocadura y el canal de un aliviadero de lámina libre debe ser planificado para reducir las ondas estacionarias y las elevaciones que provoca el flujo supercrítico. La relación entre los anchos finales e iniciales no debe ser inferior a 1/2 como máximo 1/3, y el ángulo de convergencia no debe ser menor de 10°, preferentemente 7° u 8°, para prevenir inestabilidad (SPANCOLD, 2018).

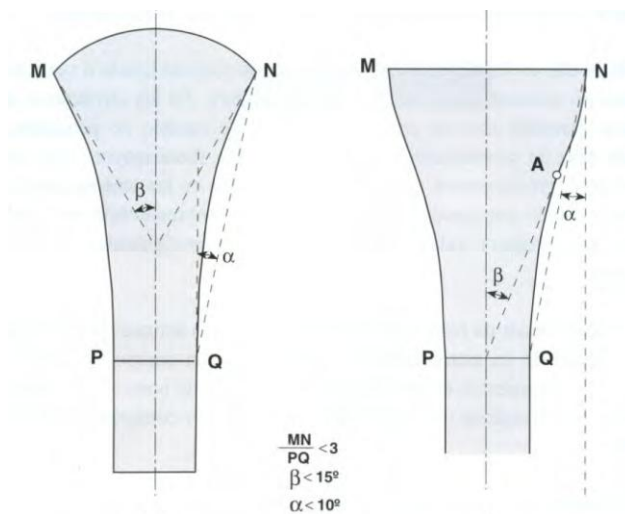


Figura 2.31 Transiciones embocadura y conducción

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

2.11 Conducción.

Para reducir gastos, se opera en régimen supercrítico, seleccionando el calado con la altura más baja, pero con una velocidad superior. Se calculan las pérdidas de carga mediante métodos como el de Manning, empleando un alto coeficiente de rugosidad ($n \geq 0.016$) para el concreto, con el objetivo de prever su deterioro y prevenir frenados peligrosos. El diseño debe ser analizado para el caudal máximo y parcial, dado que las velocidades elevadas (15-30 m/s) propias de este sistema provocan problemas severos (SPANCOLD, 2018).

2.12 Estructuras terminales - Restitución al cauce.

Según Arreguin Cortes (2021), las estructuras terminales son la parte final de los aliviaderos y su función principal es devolver el flujo al río, aguas abajo de la cortina, en condiciones

que reduzcan al mínimo el impacto erosivo en el cauce. Hay dos situaciones principales: en la primera, cuando las condiciones geológicas del lecho tienen la capacidad de disipar de manera natural la energía del agua vertida, se utilizan estructuras como trampolines, saltos de esquí, cubetas de lanzamiento o deflectores terminales; en la segunda, si el lecho no permite una adecuada disipación, es necesario hacerlo antes con cubetas disipadoras o tanques amortiguadores o bien utilizando el resalto hidráulico que se genera de forma natural aguas abajo del vertedor.

2.12.1 Cuencos amortiguadores.

La reversión de un flujo supercrítico a subcrítico implica una pérdida de energía por naturaleza. Este fenómeno, que se llama resalto hidráulico. El rol de un cuenco disipador es exactamente crear las circunstancias que permitan la aparición de este resalto y la subsiguiente amortiguación de energía (SPANCOLD, 2018)

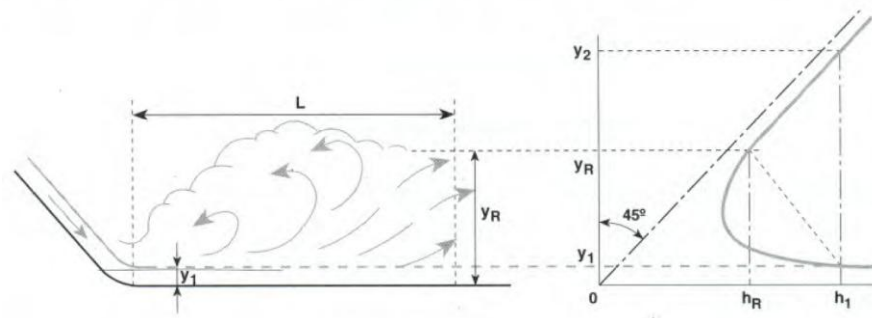


Figura 2.32 Representación esquemática del resalto hidráulico

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

En un canal de poca pendiente y con sección rectangular, que es la habitualmente usada, si y_1 es el calado de la corriente rápida (de entrada, en el cuenco), y

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (48)$$

su número de Froude, el calado necesario para formar el resalto es:

$$y_R = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (49)$$

2.12.2 Cuencos complejos, dientes, deflectores.

“Los problemas de estabilidad del resalto y su localización en una determinada zona pueden atenuarse mediante el empleo de dientes de dispersión o deflectores, bloques en el cuenco o muros transversales. Tales elementos permiten, asimismo, una cierta reducción en la longitud necesaria de cuenco o en las exigencias de nivel aguas abajo” (SPANCOLD, 2018).

“Los ensayos realizados por el USBR han dado como resultado la sistematización del diseño de cuencos amortiguadores con elementos del tipo reseñado en algunos casos. En general, su uso está limitado a ciertos valores de altura de presa o velocidad de entrada al cuenco” (SPANCOLD, 2018).

2.12.2.1 Cuenco USBR tipo II.

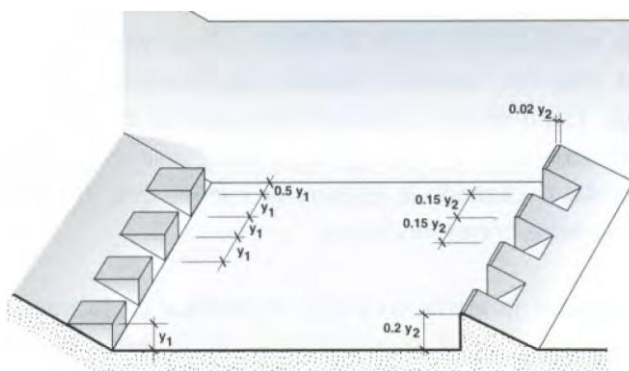


Figura 2.33 Cuenco USBR tipo II

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

El USBR aconseja su cuenco tipo II para presas con menos de 60 metros de altura y caudales unitarios que no sobrepasen los $45 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, lo que posibilita disminuir la longitud al 70% de la de un cuenco simple. No es adecuado para F_1 entre 2,5 a 4,5 a causa de las ondas, por lo que en estas situaciones se necesitan pantallas supresoras. Los dientes iniciales (altura = y_1) dispersan el chorro, pero pierden eficiencia con caudales altos o calados mayores a y_1 . El umbral dentado final produce remolinos de protección y disipa energía a través de impactos de chorros. El resalto se barre cuando el nivel de agua río abajo es menor que $0,97 \cdot y_2$, requiriendo un margen de $0,05 \cdot y_2$. Los cajeros laterales ($1,15 \cdot y_2$) evitan que se desborde el contenido. La longitud requerida se deduce de la siguiente figura (SPANCOLD, 2018).

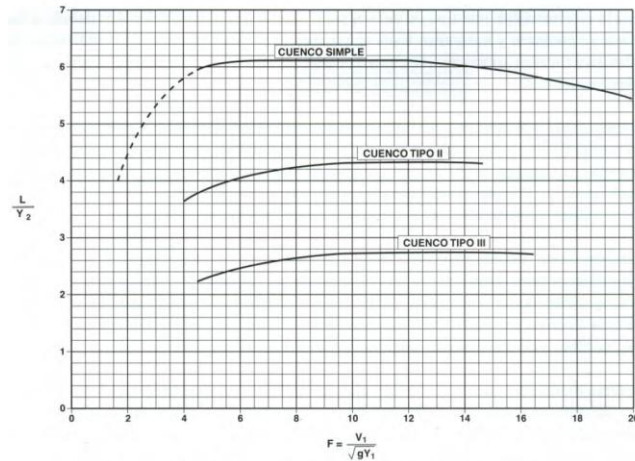


Figura 2.34 Longitud de resalto, cuenco simple, tipo II y tipo III

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

En cuanto a las presiones sobre solera, la presión media puede tomarse igual a la hidrostática. La superficie libre se aproxima a un perfil triangular, cuyo ángulo con la horizontal se representa.

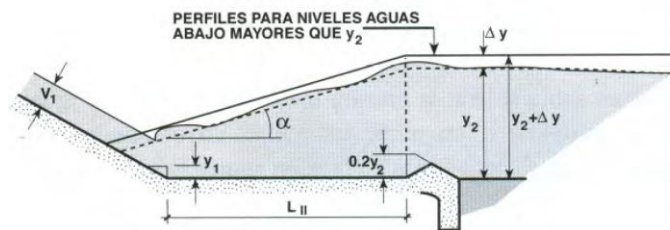


Figura 2.35 Parámetros hidráulicos de un cuenco USBR tipo II

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

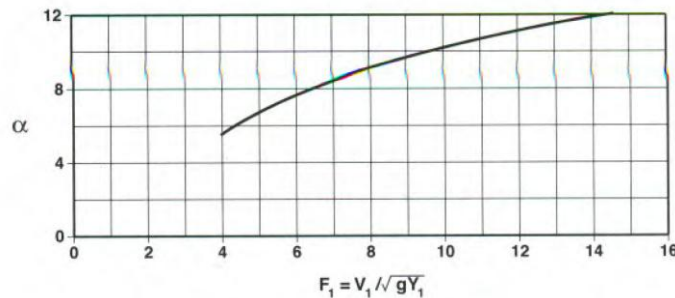


Figura 2.36 Superficie libre cuenco tipo II

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

2.12.3 Contrapendientes de salida.

Según la SPANCOLD (2018), el cuenco amortiguador habitualmente concluye con un contrapendiente de salida. Su construcción puede ser necesaria para regular el calado conjugado del resalto a los niveles del cauce, o se puede diseñar de manera específica para estabilizar el resalto y funcionar como deflector. Hager y Li, basándose en resultados obtenidos para dientes amortiguadores por Basco, proponen como altura óptima.

$$h_d = 1 + 0,005F_1^{2,5} \quad (50)$$

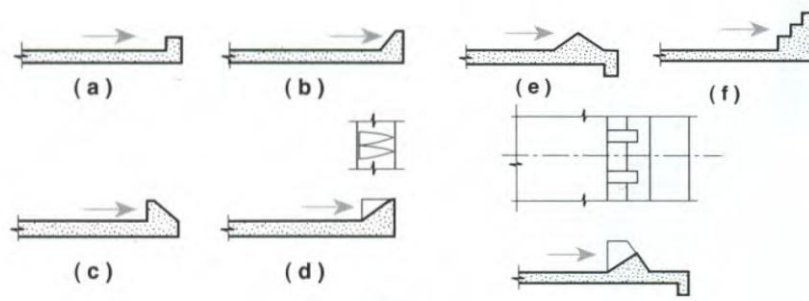


Figura 2.37 Contrapendientes en cuencos

Fuente: (SPANCOLD, 2018)

Bretz obtiene el valor máximo por encima del cual el contrapendiente funciona como un vertedero.

$$h_d \leq \frac{1}{6} F_1^{5/3} \quad (51)$$

2.13 Dinámica de Fluidos Computacional (CFD).

CFD es el estudio de sistemas que implican el flujo de fluidos, la transferencia de calor y fenómenos relacionados se realiza a través de simulaciones computacionales. Esta herramienta se utiliza en diversas áreas de la ingeniería, tales como la aeronáutica, energía, biomedicina y, sobre todo, en la Ingeniería Civil para el diseño y estudio de estructuras hidráulicas como vertederos, rápidas, disipadores de energía y obras de toma. Esto facilita la evaluación y optimización de su comportamiento hidráulico de manera eficaz (Versteeg & Malalasekera, 2007).

2.14 Ecuaciones de gobierno de la dinámica de fluidos computacional.

Se obtienen al implementar los principios de conservación de momento y masa en un elemento fluido infinitesimal, el cual se modela como un continuo.

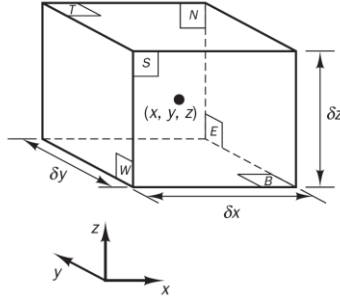


Figura 2.38 Volumen de control de flujo de un dominio computacional

Fuente: (Versteeg & Malalasekera, 2007)

2.14.1 Ecuación de conservación de masa (Continuidad).

La ecuación de continuidad describe la conservación de masa en flujos compresibles e incompresibles, y contiene un término fuente (S_m) que simboliza la masa que se agrega desde fases dispersas o que es determinada por el usuario (ANSYS Inc., 2025).

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = S_m \quad (52)$$

2.14.2 Ecuaciones de cantidad de movimiento (Navier–Stokes).

La conservación del momento en un marco de referencia inercial (no acelerado) se describe:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \vec{v}) + \nabla \cdot (\rho \vec{v} \vec{v}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\bar{\bar{\tau}}) + \rho \vec{g} + \vec{F} \quad (53)$$

donde p está la presión estática, $\bar{\bar{\tau}}$ está el tensor de estrés (descrito a continuación), y $\rho \vec{g}$ y $\vec{F}$ son la fuerza gravitacional y las fuerzas externas (por ejemplo, las que surgen de la interacción con la fase dispersa), respectivamente. $\vec{F}$ también contiene otros términos de fuente dependientes del modelo, como fuentes definidas por el usuario y medios porosos.

El tensor de tensión se da por:

$$\bar{\tau} = \mu \left[(\nabla \vec{v} + \nabla \vec{v}^T) - \frac{2}{3} \nabla \vec{v} I \right] \quad (54)$$

donde μ es la viscosidad molecular, I es el tensor unitario y el segundo termino en el lado derecho es el efecto de la dilatación volumétrica.

2.15 Modelos de turbulencia.

Según Malalasekera (2007) y ANSYS Inc. (2025) un movimiento tridimensional, errático y caótico que tiene lugar en los fluidos cuando se pasa un número crítico de Reynolds es conocido como turbulencia. Este fenómeno se distingue por las oscilaciones inestables en propiedades como la presión y la velocidad. La descomposición de Reynolds se utiliza para el análisis de este fenómeno; esta técnica divide las variables en un valor medio constante y una componente variable, lo que posibilita examinar el comportamiento a través de propiedades estadísticas sin la necesidad de describir cada partícula con precisión.

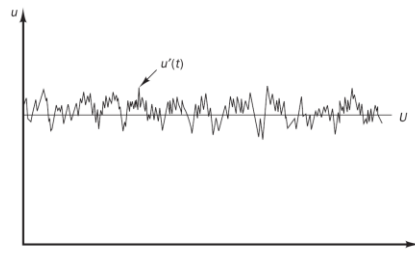


Figura 2.39 Medición típica de la velocidad puntual en flujo turbulento

Fuente: (Versteeg & Malalasekera, 2007)

2.15.1 Aproximaciones numéricas para el tratamiento de la turbulencia.

Con el fin de modelar la turbulencia, se prescinde de la costosa “Simulación Numérica Directa” (DNS) y se emplean procedimientos como las ecuaciones RANS, que promedian el flujo, aunque necesitan modelos de cierre para términos no conocidos, o los métodos SRS (como LES), que solucionan parcialmente las escalas turbulentas, pero son más exigentes en términos computacionales. La malla elegida y el modelo de turbulencia son fundamentales para determinar la precisión (ANSYS Inc, 2025).

- **Simulación numérica directa (DNS).**

La simulación numérica directa (DNS) soluciona todas las escalas de turbulencia, incluso las más diminutas (escala de Kolmogorov), lo que exige usar mallas muy finas y pasos de tiempo reducidos. Por el alto costo en recursos que tiene, este método es computacionalmente inviable para aplicaciones industriales (Versteeg & Malalasekera, 2007).

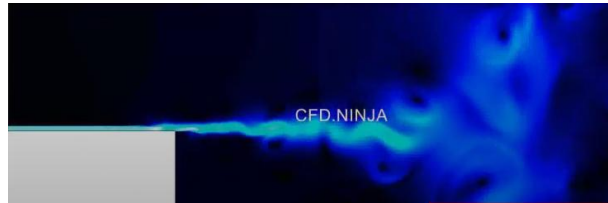


Figura 2.40 Modelo de turbulencia DNS

Fuente: <https://cfd.ninja/>

- **Simulación de grandes remolinos (LES).**

La simulación de grandes remolinos (LES) modela los remolinos más pequeños con un modelo de sub malla y resuelve directamente los que son más grandes, lo que requiere cálculos temporales y un coste computacional elevado (Versteeg & Malalasekera, 2007).



Figura 2.41 Modelo de turbulencia LES

Fuente: <https://cfd.ninja/>

- **Simulación de ecuaciones de Navier-Stokes promediadas en Reynolds (RANS).**

El método de promediado Reynolds (RANS) se enfoca en el flujo medio y representa los impactos de la turbulencia a través de ecuaciones que se promedian con el tiempo, las cuales incluyen elementos extra derivados de las oscilaciones. Estos términos se cierran con modelos de turbulencia como $k-\epsilon$ o RSM, que necesitan recursos computacionales modestos.

Esto ha convertido a RANS en la base de los cálculos de ingeniería durante décadas (Versteeg & Malalasekera, 2007).

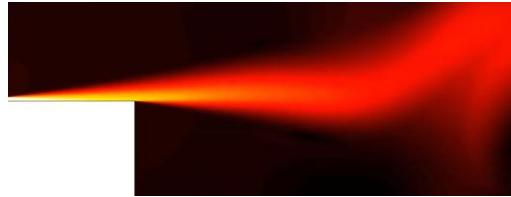


Figura 2.42 Modelo de turbulencia RANS

Fuente: <https://cfd.ninja/>

2.15.1.1 Modelos de turbulencia de Navier-Stokes promediados por Reynolds (RANS).

Los modelos de turbulencia se utilizan según su complejidad y aplicación: Modelos de transición (que capturan la transición entre lo laminar y lo turbulento), RSM (flujos con rotación fuerte y curvaturas), GEKO (flexibilidad a través de parámetros ajustables), SST (capas límite y aerodinámica precisas), $k-\omega$ (flujos con separación y gradientes de presión adversos), $k-\varepsilon$ (aplicaciones industriales generales) y Spalart-Allmaras (flujos aeronáuticos limitados por paredes) (ANSYS Inc., 2025).

- **Modelos $k-\varepsilon$.**

En ingeniería, los modelos $k-\varepsilon$ (incluyendo el estándar y el realizable) son muy utilizados gracias a su solidez y rentabilidad. Modelan las tensiones de Reynolds a través de la viscosidad de remolino y solucionan dos ecuaciones de transporte (la tasa de disipación ε y la energía cinética turbulenta k). Son apropiados para flujos de tipo industrial sin separación severa, aunque minimizan los impactos de la separación en superficies lisas y de gradientes de presión adversos. El modelo Realizable $k-\varepsilon$ con tratamientos de pared optimizados (EWT- ε o ML- ε) es el que se aconseja (ANSYS Inc., 2025).

- **Modelos $k-\omega$.**

Los modelos $k-\omega$ (BSL y SST) abordan ecuaciones para la tasa de disipación específica ω y k , logrando mayor precisión en flujos con separación y gradientes de presión desfavorables. El modelo SST, al fusionar la exactitud de $k-\omega$ en capas límite con la robustez de $k-\varepsilon$ en áreas

distantes a las paredes, evita que sea sensible a las condiciones de la corriente libre. Son utilizados por igual en flujos con efectos de curvatura y aerodinámica, y ambos emplean tratamientos de pared que no son sensibles a y^+ (ANSYS Inc., 2025).

“El modelo predeterminado, $k-\omega$ SST, es adecuado para la mayoría de los flujos de ingeniería; sin embargo, puede ser necesario elegir un modelo diferente según las necesidades de su simulación” (ANSYS Inc, 2025).

Modelo $k-\omega$ SST (Transporte de Esfuerzo Cortante)

El modelo SST $k-\omega$ supera al modelo BSL $k-\omega$ porque incluye el transporte del esfuerzo cortante turbulento en la definición de la viscosidad turbulenta. Esto lo vuelve más exacto y fiable para una extensa variedad de flujos complicados, entre los que se encuentran los que tienen gradientes de presión desfavorables, perfiles aerodinámicos y ondas de choque transónicas (ANSYS Inc., 2025).

2.15.1.2 Modelando la viscosidad turbulenta.

De acuerdo con ANSYS Inc. (2025), el modelo BSL une componentes de los modelos Wilcox $k-\varepsilon$ y $k-\omega$, pero tiene una limitación principal: no puede prever correctamente ni el comienzo ni la extensión de la separación del flujo en superficies planas. Esto se explica, sobre todo, porque no considera el transporte del esfuerzo cortante turbulento, lo que lleva a una estimación excesiva de la viscosidad turbulenta. Para corregir este comportamiento, se incorpora un limitador en la formulación de la viscosidad turbulenta; posteriormente, este procedimiento se aplicaría al modelo SST $k-\omega$ con el fin de perfeccionar su precisión.

$$\mu_t = \frac{\rho k}{\omega} \frac{1}{\max \left[\frac{1}{\alpha^*}, \frac{SF_2}{a_1 \omega} \right]} \quad (55)$$

donde S es la magnitud del tensor de deformación, el coeficiente α^* amortigua la viscosidad turbulenta, lo que produce una corrección para números de Reynolds bajos. Está dado por

$$\alpha^* = \alpha_\infty^* \left(\frac{\alpha_0^* + Re_t/R_k}{1 + Re_t/R_k} \right) \quad (56)$$

donde

$$Re_t = \frac{\rho k}{\mu \omega} \quad (57)$$

$$R_k = 6 \quad (58)$$

$$\alpha_0^* = \frac{\beta_i}{3} \quad (59)$$

$$\beta_i = 0,072 \quad (60)$$

Nótese que en la formulación para números de Reynolds altos del modelo $k-\omega$, $\alpha^* = \alpha_\infty^* = 1$

F_2 viene dada por

$$F_2 = \tanh(\phi_2^2) \quad (61)$$

$$\phi_2 = \max \left[2 \frac{\sqrt{k}}{0,09 \omega y}, \frac{500 \mu}{\rho y^2 \omega} \right] \quad (62)$$

donde y es la distancia a la superficie más cercana.

Constantes del modelo.

$$\begin{aligned} \sigma_{k,1} &= 1,176 ; \sigma_{\omega,1} = 2,0 ; \sigma_{k,2} = 1,0 ; \sigma_{\omega,2} = 1,168 \\ a_1 &= 0,31 ; \beta_{i,1} = 0,075 ; \beta_{i,2} = 0,0828 \\ \alpha_\infty^* &= 1 ; \alpha_\infty = 0,52 ; \alpha_0 = \frac{1}{9} ; \beta_\infty^* = 0,09 ; R_\beta = 8 \\ R_k &= 6 , ; R_\omega = 2,95 ; \zeta^* = 1,5 ; M_{t0} = 0,25 \end{aligned} \quad (63)$$

2.16 Flujos multifásico y superficie libre.

Los flujos multifásicos comprenden la interacción de fases que se pueden identificar (por ejemplo, gases, líquidos, sólidos o partículas de tamaños diferentes) y que reaccionan de un modo singular ante el campo de flujo. Se dividen en cuatro regímenes: gas-líquido/líquido-líquido, gas-sólido, líquido-sólido y tres fases. Para modelarlos, primero es necesario determinar el régimen correspondiente y el nivel de acoplamiento interfacial (interacciones

entre gotas, burbujas o partículas) y después escoger el modelo numérico apropiado conforme a estos parámetros (ANSYS Inc., 2025).

2.16.1 Enfoques para el modelado multifásico.

La simulación de los flujos multifásicos se realiza usando dos métodos: Euler-Lagrange (fase fluida continua más partículas seguidas individualmente; para una fracción volumétrica baja pero una carga másica alta, como la combustión del carbón) y Euler-Euler (todas las fases se consideran continuas que se inter penetran; para una gran interacción y fracción volumétrica, como en los lechos fluidizados o en las mezclas de líquido-líquido) (ANSYS Inc., 2025).

Modelos Euler - Euler

Los modelos multifásicos Euler-Euler abarcan tres enfoques: **el modelo de mezcla**, que resuelve ecuaciones globales para la mezcla y determina velocidades relativas para fases dispersas con concentración baja; **el modelo VOF**, que sigue las interfaces entre fluidos no miscibles (como aire y agua) a través de fracciones volumétricas; y **el modelo Euleriano**, que es el más intrincado, ya que aplica teoría cinética a flujos granulares o con mucha interacción y resuelve ecuaciones separadas por fase (ANSYS Inc., 2025).

2.16.1.1 Teoría del modelo VOF.

“El modelo VOF puede modelar dos o más fluidos inmiscibles resolviendo un único conjunto de ecuaciones de momento y rastreando la fracción de volumen de cada fluido en todo el dominio. Las aplicaciones típicas incluyen la predicción de la ruptura de chorros, el movimiento de burbujas grandes en un líquido, el movimiento de líquido después de la ruptura de una presa, y el seguimiento estacionario o transitorio de cualquier interfaz líquido-gas” (ANSYS Inc., 2025).

Cálculos VOF en estado estacionario y transitorio.

El modelo VOF tiene dos formas de resolverse: estacionaria (siempre y cuando la solución no dependa de las condiciones iniciales y existan entradas definidas para cada fase, como en canales con agua y aire bien delimitados) o transitoria (cuando la solución depende del

tiempo, como sucede en superficies libres con condiciones iniciales variables). El método se basa en rastrear la fracción de volumen α_q de cada fase en cada celda. Si $\alpha_q = 0$, el fluido está ausente; si $\alpha_q = 1$, el fluido está presente por completo; y si $0 < \alpha_q < 1$, hay una interfaz. Las propiedades de cada celda se determinan como promedios volumétricos en función del valor de α_q , asegurando así que las fases no se interpenetren y que la interfaz se registre con exactitud (ANSYS Inc., 2025).

2.16.1.2 Ecuación de fracción de volumen.

“El seguimiento de la(s) interfaz(es) entre las fases se realiza mediante la solución de una ecuación de continuidad para la fracción de volumen de una (o más) de las fases. Para la fase q -ésima, esta ecuación tiene la siguiente forma:

$$\frac{1}{\rho_q} \left[\frac{\partial}{\partial t} (\alpha_q \rho_q) + \nabla \cdot (\alpha_q \rho_q \vec{v}_q) \right] = S_{\alpha_q} + \sum_{p=1}^n (\dot{m}_{pq} - \dot{m}_{qp}) \quad (64)$$

donde $\dot{m}_{qp}$ es la transferencia de masa de la fase q a la fase p y $\dot{m}_{pq}$ es la transferencia de masa de la fase p a la fase q . Por defecto, el término fuente en el lado derecho de la ecuación S_{α_q} , es cero, pero se puede especificar una fuente de masa constante o definida por el usuario para cada fase.

La ecuación de fracción de volumen no se resolverá para la fase primaria; la fracción de volumen de la fase primaria se calculará en función de la siguiente restricción:

$$\sum_{q=1}^n \alpha_q = 1 \quad (65)$$

La ecuación de fracción de volumen puede resolverse mediante formulación temporal implícita o explícita.” (ANSYS Inc., 2025).

2.17 Proceso de simulación CFD.

La mayor parte de los programas comerciales de CFD (como ANSYS Fluent) emplean el método de volúmenes finitos para solucionar de manera numérica las ecuaciones de gobierno

de la mecánica de fluidos. Este procedimiento implica, de manera esquemática, dividir el dominio en numerosos volúmenes de control o celdas, para después proponer en cada una de estas las ecuaciones generales de conservación o transporte (masa, cantidad de movimiento, etc.) expresadas por una forma integral general que toma en cuenta conceptos convectivos, difusivos, temporales y de fuente. Estas ecuaciones, representadas en derivadas parciales, se discretizan y linealizan para crear un sistema de ecuaciones algebraicas que se solucionan de manera iterativa, logrando de esta manera la solución final del campo fluido-dinámico. Para simplificar este procedimiento, los paquetes comerciales generalmente se organizan en tres módulos clave: un **preproceso**, un **solver** y un **postproceso** (Fernández Oro, 2012).

2.18 Preproceso.

“El preprocesamiento consiste en la entrada de un problema de flujo a un programa de CFD mediante una interfaz amigable para el operador y la posterior transformación de esta entrada en una forma adecuada para su uso por el solucionador” (Versteeg & Malalasekera, 2007).

2.18.1 Definición de la geometría: El dominio computacional.

La definición de la geometría o dominio computacional tiene que ver con el diseño de un modelo geométrico en tres dimensiones, que ilustra el espacio físico donde se produce el flujo. Este modelo abarca todas las entradas y salidas, así como las superficies que sean pertinentes para la simulación (ANSYS Inc., 2025).

2.18.2 Generación de la malla o división del dominio.

La creación de una malla es el proceso mediante el cual se discretiza un dominio computacional continuo en un agrupamiento de celdas o elementos finitos, y las ecuaciones de flujo se solucionan numéricamente. Las mallas no estructuradas, que son perfectas para geometrías complejas, las mallas estructuradas, que garantizan más precisión, y las híbridas, que equilibran la precisión y el costo de computación, son algunos de los tipos de mallado más empleados (ANSYS Inc., 2025).

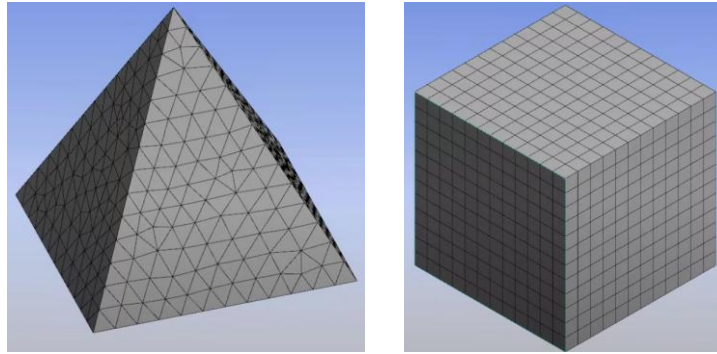


Figura 2.43 Malla no estructurada y estructurada

Fuente: <https://cfd.ninja/>

ANSYS Fluent emplea parámetros para valorar la calidad de la malla. Si no se cumplen los rangos sugeridos para estos parámetros, podrían surgir problemas de convergencia y fluctuaciones numéricas durante la simulación.

- **Max Aspect Ratio:** Controla la relación entre los lados más largos y más cortos de una celda. Valores elevados señalan elementos que están demasiado estirados.
- **Min Element Quality:** Analiza la calidad general de la celda en función de su volumen y dimensiones. Valores bajos indican elementos distorsionados.
- **Min Orthogonal Quality:** Evalúa la alineación entre el vector facial y el vector que va desde el centro de la celda. Valores bajos señalan una ortogonalidad débil.
- **Max Skewness:** Mide cuán alejada está una celda de su forma ideal. Valores elevados indican elementos que están muy distorsionados.

Tabla 2.11 Parámetros calidad de malla no estructurada

Parámetro de control	Límite
Max Aspect Ratio	< 5
Min Element Quality	> 0,05
Min Orthogonal Quality	> 0,05
Max Skewness	< 0,9

Fuente: (ANSYS Inc., 2025)

2.18.3 Identificación de los fenómenos físicos que pretenden modelarse.

La identificación de fenómenos físicos implica establecer los procesos esenciales (interfase aire-agua, transferencia de momentum y flujo turbulento libre superficial) que se plasmarán mediante modelos matemáticos en el modelo computacional para simular la conducta del sistema real que se está investigando (ANSYS Inc., 2025).

2.18.4 Definición de las propiedades del fluido (o fluidos).

La definición de materiales se refiere a la determinación de las propiedades esenciales, sobre todo la viscosidad y la densidad, que se pueden fijar como constantes o como funciones que dependen de variables del flujo (ANSYS Inc., 2025).

2.18.5 Especificación de las condiciones iniciales y de contorno del problema.

Definir los valores de las variables de flujo, como la presión, la velocidad o la fracción de fase, en el comienzo del tiempo de simulación y en los límites del dominio computacional es lo que se conoce como especificación de condiciones iniciales y de contorno. Estas determinan el modo en que el modelo interactúa con su entorno y cómo va evolucionando numéricamente (ANSYS Inc., 2025).

2.19 Solver.

Representa el núcleo del programa, se encarga de solucionar las ecuaciones activadas durante el preproceso de manera iterativa. A pesar de ser la parte más crítica, el usuario simplemente comienza a ejecutar y aguarda los resultados, cuyo tiempo de cálculo puede fluctuar entre minutos y meses en función de la complejidad de los modelos y las dimensiones de la malla (Fernández Oro, 2012).

ANSYS Fluent proporciona dos clases de solucionadores: el que se basa en la presión (para flujos incompresibles) y el que se basa en la densidad (para flujos compresibles). Los dos emplean el método de volúmenes finitos, aunque se diferencian en cómo manejan las variables: el primero calcula la presión a través de una ecuación de corrección; el segundo,

en cambio, determina la densidad directamente y extrae la presión mediante una ecuación de estado (ANSYS Inc., 2025).

2.19.1 Ecuación general de transporte escalar: Discretización y solución.

ANSYS Fluent, por medio del método de volúmenes finitos, discretiza las ecuaciones de transporte. Esto se hace incorporando las ecuaciones de conservación en cada celda del dominio con el propósito de crear un sistema algebraico de ecuaciones. Este método se aplica incluso a redes no estructuradas complejas y toma en cuenta términos de fuente, convectivos, difusivos y temporales. Para asegurar una convergencia robusta y una eficiencia computacional, se emplea un método multigrad algebraico (AMG) en combinación con un solucionador lineal de punto implícito (Gauss-Seidel) (ANSYS Inc., 2025).

$$\int_V \frac{\partial \rho \phi}{\partial t} \cdot dV + \oint \rho \phi \vec{v} \cdot d\vec{A} = \oint \Gamma_\phi \nabla \phi \cdot d\vec{A} + \int_V S_\phi dV \quad (66)$$

Donde:

ρ = densidad
 $\vec{v}$ = vector velocidad (= $u\hat{i} + v\hat{j}$ en 2D)
 $\vec{A}$ = vector área superficial
 Γ_ϕ = coeficiente de difusión para ϕ
 $\nabla \phi$ = gradiente de ϕ (= $(\partial \phi / \partial x)\hat{i} + (\partial \phi / \partial y)\hat{j}$ en 2D).
 S_ϕ = fuente de ϕ por unidad de volumen.

- **Término temporal:** Simboliza la variación local en el tiempo en el interior del volumen de control, es decir, la acumulación o disminución de ϕ .
- **Término convectivo:** Simboliza el transporte de la variable de un punto a otro del dominio por medio de la velocidad del flujo.
- **Término difusivo:** Define alguno de los fenómenos de transporte que ocurre a nivel molecular: la ley de Fick para la difusión de masa o la ley de Newton para la difusión de cantidad de movimiento por efectos viscosos.
- **Término fuente:** Simboliza las fuentes de generación o destrucción de la variable transportada.

ϕ : Representa una variable específica dependiendo de los valores que tome esta variable.

2.19.2 Discretización.

2.19.2.1 Discretización espacial.

El modelo VOF con el esquema HRIC modificado captura interfaces claras (por ejemplo, agua-aire) al reducir la difusión numérica. En mallas no estructuradas, el método Second Order Upwind logra un balance entre estabilidad y precisión en términos convectivos. Los dos procedimientos mantienen la conservación de masa y evitan fluctuaciones no físicas en la interfaz (ANSYS Inc., 2025).

2.19.2.2 Discretización temporal.

Para los flujos transitorios con interfaces, se emplea la discretización temporal implícita, lo cual garantiza estabilidad al evaluar términos en $t + \Delta t$. Para ciertas variables, como la fracción de volumen, se utiliza un método implícito acotado de segundo orden que mantiene los límites físicos. Es compatible con el esquema de interfaz (HRIC) y el solucionador basado en presión, que resultan esenciales para mantener la forma de la interfaz en flujos incompresibles (ANSYS Inc., 2025).

2.19.2.3 Evaluación de Gradientes, Derivadas y límites de gradientes.

El método “Least Squares Cell Based”, que calcula gradientes en mallas no estructuradas con precisión de segundo orden, es el adecuado para flujos que tienen interfaces definidas y gradientes acentuados. Se complementa con limitadores de gradiente que, al mantener los valores interpolados dentro de los límites físicos, aseguran la estabilidad numérica y la monotonicidad (ANSYS Inc., 2025).

2.19.3 Solver Basado en Presión.

El solver basado en presión utiliza la combinación de presión y velocidad (por ejemplo, algoritmos PISO/SIMPLE) para resolver las ecuaciones de continuidad y momento, asegurando que la masa y el momento se conserven en flujos incompresibles. Incorpora la discretización de ecuaciones, métodos iterativos para la convergencia y procedimientos para

estados estacionarios o transitorios, que son fundamentales para lograr precisión en velocidad y presión a nivel de interfaces (ANSYS Inc., 2025).

2.19.3.1 Discretización de la ecuación de momentum.

Para flujos incompresibles con fuerzas de cuerpo predominantes, como los gobernados por efectos gravitacionales se utilizan métodos de interpolación de presión Body Force Weighted o PRESTO, en lugar del método estándar, debido a que este último no es lo suficientemente robusto. Para evitar oscilaciones, en los modelos multifásicos se emplea el Segundo Orden modificado. Estos métodos aseguran que la discretización de presión para flujos incompresibles sea estable y precisa (ANSYS Inc., 2025).

2.19.3.2 Discretización de la ecuación de continuidad.

Para prevenir el checkerboarding, la ecuación de continuidad es discretizada con interpolaciones de orden elevado y rectificaciones del gradiente de presión (del tipo Rhie-Chow). En los flujos incompresibles, la densidad en las caras se calcula mediante promedios aritméticos. En cambio, en el flujo multifásico, para las fases compresibles se usa upwind y para los incompresibles promedios. Para lograr estabilidad, se comienza con el método de upwind de primer orden y posteriormente se continúa con esquemas de orden superior (ANSYS Inc., 2025)

2.19.3.3 Acoplamiento de presión velocidad.

El **acoplamiento presión-velocidad** en el solver basado en presión se logra reformulando la ecuación de continuidad para obtener una condición adicional de presión. ANSYS Fluent ofrece los algoritmos: **SIMPLE**, **SIMPLEC**, **PISO**. Todos usan un enfoque predictor-corrector (ANSYS Inc., 2025).

- **SIMPLE**

El algoritmo SIMPLE ajusta tanto la presión como la velocidad para asegurar la conservación de la masa. Emplea un campo de presión calculado para determinar el momentum, después modifica el flujo a través de correcciones basadas en las variaciones de presión entre las

celdas. Estos ajustes se incorporan en la ecuación de continuidad para solucionar la presión ajustada. Finalmente, tanto la presión como el flujo se actualizan mediante la sub relajación, garantizando la continuidad en cada iteración. Es un algoritmo usado para flujos estacionarios (ANSYS Inc., 2025).

- **SIMPLEC**

El algoritmo SIMPLEC empleado en ANSYS Fluent mejora la relación entre presión y velocidad al reajustar el coeficiente de corrección del flujo másico, acelerando la convergencia en problemas complicados. Incorpora una rectificación de sesgo para mallas deformadas, recalculando los gradientes de presión y flujos para asegurar estabilidad en geometrías no ortogonales. Algoritmo usado para mallas con distorsión moderada (ANSYS Inc., 2025).

- **PISO**

El algoritmo PISO, optimiza el acoplamiento entre presión y velocidad a través de ajustes que garantizan la observancia del equilibrio de momentum y la continuidad. Incorpora la corrección de vecino para disminuir las iteraciones globales (perfecto para transitorios) y la corrección de sesgo para gestionar distorsiones en la malla, recalibrando los gradientes de presión y los flujos en masa. Algoritmo usado mayormente para flujos transitorios (ANSYS Inc., 2025).

2.19.3.4 Algoritmo de avance de tiempo.

Se emplea un esquema implícito para las simulaciones transitorias, que evalúa los términos en el paso de tiempo $n+1$. El procedimiento no iterativo (NITA) da prioridad a la rapidez con una única iteración por paso, mientras que el método iterativo resuelve las ecuaciones en cada paso para alcanzar precisión (ANSYS Inc., 2025).

2.19.4 Estabilidad numérica.

Cuando el proceso iterativo converge, se dice que un método numérico es estable; en cambio, si diverge, se considera inestable. El propósito es hallar el máximo paso temporal ($\Delta t_{\max}$) que

facilite un avance eficaz de la simulación, reproduciendo con exactitud la física del flujo sin causar divergencias en los números. La condición CFL:

$$CFL = \frac{v \cdot \Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (67)$$

establece este límite, la cual garantiza que las perturbaciones no se desplacen más de una celda por cada paso temporal. Esto previene que los errores aumenten de manera exponencial y que la solución diverja. La velocidad del flujo y la discretización espacial son factores que influyen de manera crucial en la estabilidad (Fernández Oro, 2012).

2.19.5 Convergencia.

Se llega a la convergencia cuando los residuos (la diferencia entre las iteraciones sucesivas de las variables ϕ) son lo suficientemente pequeños, lo que significa que los errores de inversión matricial y linealización tienden a cero. En general, para todas las ecuaciones de conservación, se acepta un residuo global menor que 10^{-3} , aunque el criterio específico depende de la geometría, los modelos físicos y el fluido. Esto garantiza que la solución adquirida es estable y coherente desde el punto de vista físico (Fernández Oro, 2012).

2.20 Postproceso.

En los paquetes CFD actuales, el postprocesador ha progresado notablemente al incluir herramientas adaptables para la visualización de datos que utilizan las capacidades gráficas de las estaciones de trabajo. Además de generar animaciones para resultados dinámicos, estas herramientas posibilitan la representación de geometrías, contornos, mallas, superficies 2D/3D, vectores y el seguimiento de partículas (Versteeg & Malalasekera, 2007).

CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Datos Técnicos de la Presa El Molino

La Presa denominada El Molino, se ubica en la provincia Mendez del municipio de El Puente, perteneciente al Departamento de Tarija, abarcando las comunidades de Pueblo Nuevo, Carolina e Iscayachi.

El río donde se emplaza la Presa, se llama río Tomayapo, abarcando un área de aporte de 118,22 km².

El estudio de diseño final fue realizado el año 2005 por la empresa ARINSUR S.R.L, y fue construida durante los años 2007 – 2014 por la Empresa UNISERVIS S.R.L.

A continuación, se indican las características técnicas principales de la Presa en Tabla N° 3.1

Tabla 3.1 Datos técnicos de la presa El Molino

Nombre de la presa	EL MOLINO	-
Año de construcción	2008	-
Monto	72758477,33	Bs
Estado de la presa	En operación	-
Uso principal del embalse	Riego	-
Altitud del lecho original	3523,50	msnm
Altitud del eje de coronamiento de la presa	3552,00	msnm
Cota Nivel de aguas muertas NAM	3541,00	msnm
Cota Nivel de aguas máximas ordinarias NAMO	3549,30	msnm
Cota Nivel de aguas máxima extraordinarias NAME	3550,97	msnm
Capacidad del embalse	2800000,00	m ³
Volumen muerto previsto	500000,00	m ³
Volumen regulado Anual	1040000,00	m ³
Capacidad útil de embalse	2300000,00	m ³
Vida útil media del embalse	50	años
Superficie de cuenca de aporte	118,22	km ²
Precipitación media anual de la cuenca	389,10	mm
Superficie máxima de inundación	44,20	ha
Longitud inundada del río	0,93	km
Tipo de Presa	Hormigón	-
Material de construcción	HCR	-
Altura máxima de la presa desde el nivel del lecho del río	18,16	m
Altura total de la estructura	29,00	m
Longitud de coronamiento	369,00	m
Ancho de coronamiento	3,00	m

Parapeto y/o baranda en coronamiento	Tiene	-
Tipo de Aliviadero	WES	-
Longitud total del aliviadero	60,00	m
Clasificación de la presa según su tamaño	Mediana	-
Evaluación de riesgo de la presa	No realizada	-

Fuente: Asistente de Gestión Unificada del Agua GADT

3.1.1 Topografía.

Tabla 3.2. Topografía del embalse El Molino.

Cotas	Área		Altura	Vol. Parcial	Vol. Acumulado	
m.s.n.m	m ²	Ha	m	m ³	m ³	Hm ³
3532,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3533,00	859,11	0,09	1,00	429,56	429,56	0,00
3534,00	6311,03	0,63	2,00	3585,07	4014,63	0,00
3535,00	16635,00	1,66	3,00	11473,02	15487,65	0,02
3536,00	26439,03	2,64	4,00	21537,02	37024,67	0,04
3537,00	43414,09	4,34	5,00	34926,56	71951,23	0,07
3538,00	69669,46	6,97	6,00	56541,78	128493,01	0,13
3539,00	88497,71	8,85	7,00	79083,59	207576,60	0,21
3540,00	115562,26	11,56	8,00	102029,99	309606,59	0,31
3541,00	136238,58	13,62	9,00	125900,42	435507,01	0,44
3542,00	157134,02	15,71	10,00	146686,30	582193,31	0,58
3543,00	180239,40	18,02	11,00	168686,71	750880,02	0,75
3544,00	204880,58	20,49	12,00	192559,99	943440,01	0,94
3545,00	231183,22	23,12	13,00	218031,90	1161471,91	1,16
3546,00	255373,55	25,54	14,00	243278,39	1404750,30	1,40
3547,00	282338,93	28,23	15,00	268856,24	1673606,54	1,67
3548,00	312572,97	31,26	16,00	297455,95	1971062,49	1,97
3549,00	338151,90	33,82	17,00	325362,44	2296424,93	2,30
3550,00	370273,32	37,03	18,00	354212,61	2650637,54	2,65
3551,00	406215,90	40,62	19,00	388294,61	3038932,15	3,04
3552,00	441595,16	44,16	20,00	423955,53	3462887,68	3,46
3553,00	479360,42	47,94	21,00	460477,79	3923365,47	3,92
3554,00	520900,52	52,09	22,00	500130,47	4423495,94	4,42
3555,00	567169,94	56,72	23,00	544035,23	4967531,17	4,97

Fuente: Diseño Final Presa El Molino 2004. Tomo II: Topografía

3.1.2 Curvas topográficas características.

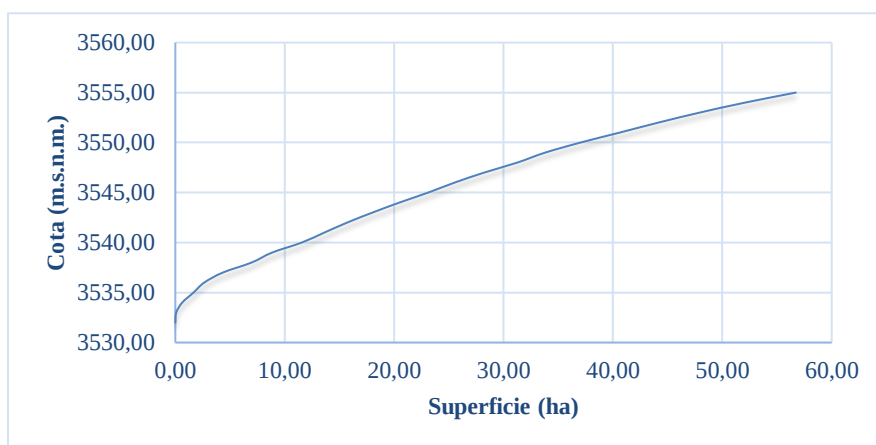


Figura 3.1 Curvas Cota – Superficie del embalse El Molino

Fuente: Diseño Final Presa El Molino 2004. Tomo II: Topografía

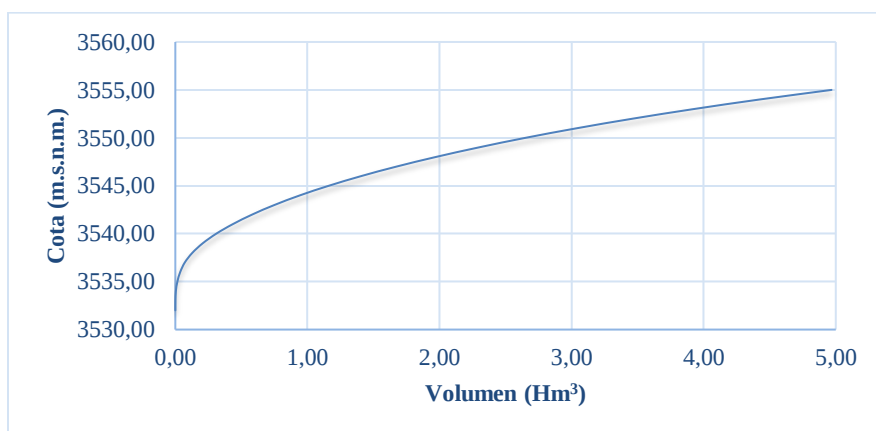


Figura 3.2 Curvas Cota – Volumen del embalse El Molino

Fuente: Diseño Final Presa El Molino 2004. Tomo II: Topografía

3.1.3 Cuenca de aporte.

Tabla 3.3 Características generales de la cuenca de aporte

Cuenca	Área A_c (Km ²)	Long. río L (km)	Long. al CG (km)	Pendiente media (%)
Sola - Chorcoya	118,22	14,992	7,706	4,63

Fuente: Diseño Final Presa El Molino 2004. Tomo III: Hidrología

3.1.4 Tiempo de concentración.

Tabla 3.4 Tiempo de concentración

METODO	L (km)	DH (m)	S (m/m)	CN (-)	v (m/s)	Tc (h)
California	14,992	694,49	-	-	-	1,84
Bureau of reclamation	14,992	694,49	-	-	-	1,74
Kirpich	14,992	-	0,0463	-	-	1,74
Velocidad	14,992	-	-	-	2,3	1,81
Promedio						1,78
Desvio Standard						0,05

Fuente: Diseño Final Presa El Molino 2004. Tomo III: Hidrología

3.1.5 Caudales máximos.

Tabla 3.5 Estimación de crecidas

Periodo retorno (años)	Snyder (m³/s)	SCS (m³/s)	Caudal promedio (m³/s)
100	248,41	286,79	268
500	312,87	361,21	337
1000	340,87	393,54	367

Fuente: Diseño Final Presa El Molino 2004. Tomo III: Hidrología

La presa no cuenta con una evaluación de riesgo y como consecuencia no tiene su respectiva categorización. Sin embargo, dado que en el contexto local no se tiene ninguna presa de categoría A, para fines de la investigación se tomaron los caudales máximos determinados en el estudio **Diseño Final de la Presa El Molino**. Estos valores corresponden según la SPANCOLD (1997), a una categorización de tipo B, ya que su mal funcionamiento podría ocasionar daños materiales y medioambientales importantes, aunque de alcance limitado. La categoría B contempla un periodo de retorno de 500 años como avenida de proyecto, uno de 1000 años como avenida extrema y uno de 100 años para el análisis operativo de situaciones que ocurren con mayor frecuencia.

3.2 Caudales históricos.

Se llevaron a cabo mediciones en el vertedero WES de la presa El Molino, para registrar las huellas de nivel que han sido dejadas por las crecidas desde su puesta en operación en el año 2014, se realizaron dichas mediciones en fecha 1 de agosto del 2025.



Figura 3.3 Aliviadero durante una crecida y huellas históricas

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.4. Caudales históricos

y_c (m)	Q (m ³ /s)
0,145	9,95
0,365	39,75

Fuente: Elaboración propia

3.3 Aliviadero presa El Molino.



Figura 3.5 Aliviadero de la presa El Molino

Fuente: Elaboración propia

3.3.1 Embocadura.

La presa El Molino está constituido por un aliviadero que tiene como embocadura un vertedero WES de 60 m de ancho, tres pilares de 0,80 m de ancho y estribos a 90°.

Tabla 3.6 Coordenadas del perfil hidrodinámico

Puntos	X (m)	Y (m)
1	1,186	0,53
2	0,61	0,099
3	0,906	0,121
4	2,434	0,781
5	5,035	3,064
R1	0,24	1,21
R2	0	1,918

Fuente: Planos As built Presa El Molino



Figura 3.6 Vertedero WES de presa El Molino en época de lluvia y estiaje

Fuente: Elaboración propia

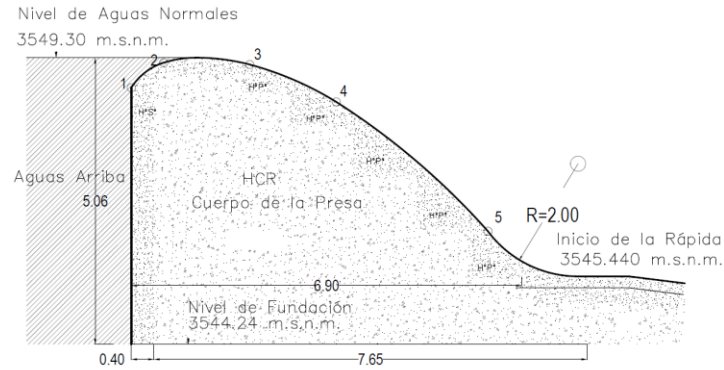


Figura 3.7 Perfil hidrodinámico embocadura de aliviadero presa El Molino

Fuente: Planos As built Presa El Molino

3.3.2 Canal de conducción.

El canal de conducción está constituido de una transición y una rápida que tiene dos tramos.

3.3.2.1 Transición.

Transición asimétrica con ancho de 60 m y una pendiente S_T : 5,74 % que converge a una rápida de 15 m de ancho.

Detalle de transición.

En la transición se dispone de un muro de 1 m de altura que tiene un grosor que varía con la altura, siendo la base 0,50 m y 0,30 m la cresta.



Figura 3.8 Muro en transición

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.2 Rápida.

La rápida de 15 m de ancho es constante a lo largo de su longitud, el primer tramo es de longitud 21,58 m con pendiente de S_1 : 29,42 % y el segundo tramo es de longitud 45,22 m con una pendiente S_2 : 14,66 %.



Figura 3.9 Rápida del aliviadero de la presa El Molino

Fuente: Elaboración propia

3.3.3 Restitución al cauce.

3.3.3.1 Cuenco Amortiguador.

El aliviadero, para la restitución del caudal evacuado al cauce en condición subcríticas está dispuesto de un Cuenco Amortiguador USBR tipo II, el cuenco es de ancho 15 m al inicio y 20 m al final, la longitud del cuenco es de 23 m, cuenta con 8 dientes deflectores, umbral dentado y como elemento adicional posterior al cuenco tiene un umbral de talud (1:1,73).



Figura 3.10 Cuenco amortiguador de la presa El Molino

Fuente: Elaboración propia

3.4 Diseño, modelado y simulación del vertedero PKW.

3.4.1 Dimensiones vertedero PKW.

Tabla 3.7 Dimensiones vertedero PKW Tipo A

Parámetro	Dimensión	Unidad
P_m	2,50	m
P_o	3,75	m
P_i	3,75	m
W_o	2,00	m
W_i	2,50	m
B	9,00	m
B_o	2,25	m
B_i	2,25	m
T_s	0,25	m
W	31,50	m
L	157,50	m

Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones de los conductos de aireación del vertedero PKW fueron determinadas mediante el criterio de Vermeulen et al. (2017).

Tabla 3.8 Dimensiones de aireadores para PKW

Parámetro	Dimensión	Unidad
D	0,50	m

Fuente: Elaboración propia

3.4.2 Modelado geométrico (SolidWorks).

Las geometrías de los distintos modelos hidráulicos estudiados fueron creadas utilizando el programa SolidWorks. Se determinaron en este ambiente las formas y dimensiones típicas de cada estructura de manera paramétrica, junto con la geometría del dominio de flujo circundante. Esto garantizó la exactitud dimensional necesaria para las siguientes fases de mallado y simulación numérica.

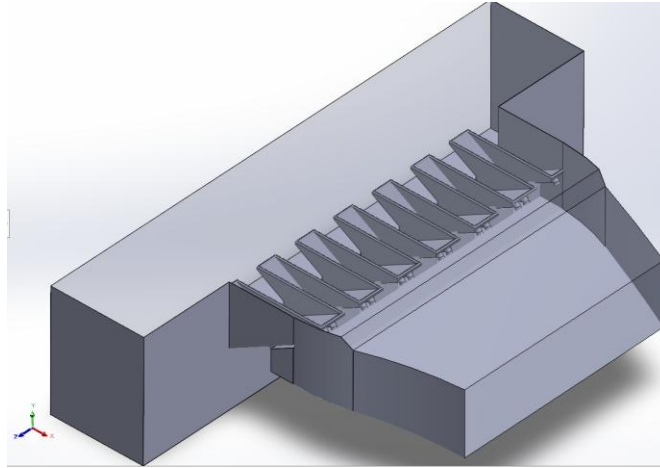


Figura 3.11 Dominio computacional vertedero PKW-M1

Fuente: Elaboración propia

Se creó adicionalmente una alternativa del modelo PKW para solucionar dificultades de aireación en condiciones de alta carga hidráulica debido al fenómeno de sumergencia y resalto hidráulico que se da en la salida del vertedero, provocando aumento del nivel del agua cerca de las tuberías de aireación. Se propuso como alternativa la colocación de bloques de hormigón con una inclinación igual a la que tienen las teclas de salida, con la finalidad de impedir que el agua se estanque en estas zonas críticas y por lo tanto, optimizar la entrada de aire.

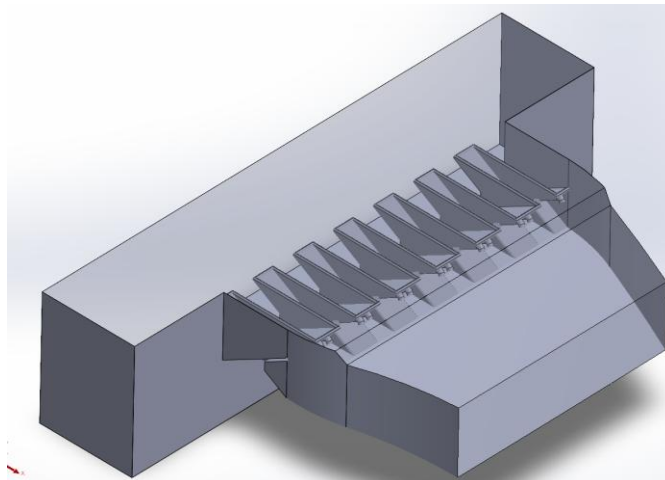


Figura 3.12 Dominio computacional de vertedero PKW-M2

Fuente: Elaboración propia

3.4.3 Discretización espacial (mallado) (ANSYS Mesh).

Los recursos de computación (memoria RAM), la complejidad geométrica y las propiedades del fenómeno a analizar son los tres elementos que determinan de manera crucial el tipo de malla a utilizar en ANSYS (estructurada/hexaédrica o no estructurada/tetraédrica). Para el caso del vertedero PKW y WES, se eligió un mallado tetraédrico porque es más adaptable para capturar los detalles geométricos irregulares.

Tabla 3.9 Discretización espacial de vertederos

Denominación	Δx (m)	Tipo de malla	Nodos	Elementos
PKW-M1	0,20	Tetraédrica	1324387	7233718
PKW-M2	0,20	Tetraédrica	1337056	7301547

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.10 Parámetros de calidad de mallado de vertederos

Parámetro de control	Límite	PKW-M1	PKW-M2	Observación
Max Aspect Ratio	< 5	4,774	4,494	Cumple
Min Element Quality	> 0,05	0,420	0,440	Cumple
Min Orthogonal Quality	> 0,05	0,367	0,331	Cumple
Max Skewness	< 0,9	0,633	0,669	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.4.4 Configuración de simulación.

3.4.4.1 General

Solver: Se empleo el solver basado en presión, diseñado para flujos incompresibles, como el agua. Este método soluciona la presión y la velocidad de manera acoplada.

Tipo de simulación: Se realizo simulaciones **transitorias**, es aquella en la que analizamos cómo el flujo se desarrolla a través del tiempo. En vez de buscar una solución invariable (estacionaria), determinamos el estado del flujo a lo largo de una serie de intervalos temporales, desde un comienzo hasta un final.

Gravedad: Para los modelos CFD, se utilizó un valor de aceleración gravitacional de 9,796 m/s² que corresponde a una altitud de 3,550 msnm. El valor de la gravedad fue calculado mediante la ecuación derivada de la Ley de Gravitación Universal de Newton:

$$g_h = g_0 \cdot \left(\frac{R_T}{R_T + h} \right)^2 \quad (68)$$

donde $g_0 = 9,80665 \text{ m/s}^2$ (gravedad al nivel del mar), $R_T = 6371000 \text{ m}$ (radio terrestre promedio) y $h = 3,550 \text{ m}$ (altitud del proyecto).

3.4.4.2 Modelos.

Modelos de turbulencia: Se optó por el modelo de turbulencia *SST k- ω* debido a su mayor habilidad para pronosticar flujos en áreas de separación complicadas y con gradientes de presión adversos y según ANSYS Inc. (2025) es adecuado para la mayoría de los flujos de ingeniería.

Modelo VOF: Es esencial en flujos de superficie libre, pues posibilita seguir y encontrar con exactitud la interfaz entre aire y agua. A través del cálculo de la proporción de volumen que ocupa cada fluido en las celdas del dominio.

3.4.4.3 Materiales.

Los materiales que se encuentran en el dominio son: agua y aire. Se emplearon las características del agua pura a 5 °C (su densidad máxima). Este criterio tiene como objetivo reflejar de manera más precisa las condiciones ambientales frías típicas del área de Iscayachi.

Tabla 3.11 Propiedades físicas de los materiales

Material	Temperatura °C	Densidad kg/m ³	Viscosidad dinámica kg/(m·s)	Tensión superficial (en contacto con el aire) N/m	Presión de Vapor (Pa)
Agua	5	1000	1,519 x 10 ⁻³	0,0754	872
Aire	5	1,2695	1,74 x 10 ⁻⁵	-	-

Fuente: (Potter, 2012)

3.4.4.4 Condiciones de frontera.

Los límites de frontera que se requieren para la resolución de las ecuaciones de gobierno en el dominio computacional son: entrada, salida, superficie libre y paredes.

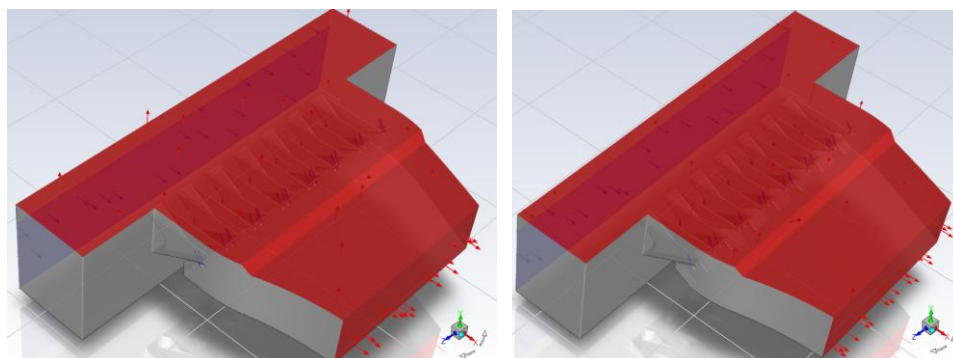


Figura 3.13 Condiciones de frontera vertederos PKW-M1 y PKW-M2

Fuente: Elaborado en ANSYS Fluent

Condición de entrada.

Dada la disponibilidad de los caudales de prueba en el estudio se usará la condición *Mass flow inlet* como condición de entrada. En cuanto a la dirección de flujo se elige la condición normal. Mientras que en la turbulencia se especifica el método de intensidad turbulenta de 5% y la razón de viscosidad de 10, ya que es la sugerida por ANSYS.

Tabla 3.12 Caudales de simulación vertederos PKW-M1 y PKW-M2

PKW-M1	PKW-M2
Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
100	100
150	150
200	200
250	250
300	300
350	350
400	400

Fuente: Elaboración propia

Condición de paredes.

Se define esta condición como *wall* en condición antideslizante con rugosidades absolutas propias de cada material, según Strickler citado en French (2011), se tiene la siguiente relación entre el coeficiente de Manning y la rugosidad absoluta.

$$n = 0,047 \cdot \varepsilon^{1/6} \quad (69)$$

Tabla 3.13 Rugosidades absolutas para simulación PKW

Material	Manning n (-)	Rugosidad Absoluta ε (m)
Hormigón nuevo liso	0,016	0,0016

Fuente: (Villón Béjar, 2006)

Condición de superficie libre y de salida

Se configura esta región como *pressure outlet* por ser la condición más robusta y permite un cómputo más realista. En cuanto al método de especificación de dirección de reflujo y turbulencia se usan las parametrizaciones por defecto. Mientras que la fracción de volumen de reflujo del flujo primario se especifica un valor de 1, característico de un canal abierto.

Condición de entrada de aire para tuberías de aireación

Se estableció una condición de entrada de presión en las entradas para simular la aportación de aire en las tuberías de aireación del PKW. Esta condición posibilita el establecimiento de una presión relativa (ya sea sobrepresión o presión atmosférica, dependiendo del contexto) y una fracción de volumen de aire equivalente a 1, asegurando así que únicamente aire penetre por estos conductos. Se definió la turbulencia con una viscosidad turbulenta ratio de 10 y una intensidad del 5%, en línea con los flujos de aire a velocidades altas.

3.4.5 Solución

3.4.5.1 Método de solución.

Se utilizó el algoritmo PISO por ser el más adecuado para simulaciones transitorias. Esta estrategia discretiza de manera coherente los gradientes de presión en las caras de las celdas con respecto a las ecuaciones del momento. El método PRESTO, que es el adecuado para zonas con variaciones de presión significativas, fue utilizado para la interpolación de presión.

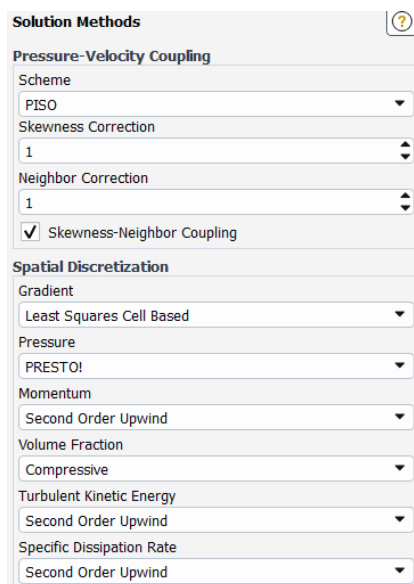


Figura 3.14 Algoritmo de solución Piso

Fuente: Elaborado en ANSYS Fluent

3.4.5.2 Inicialización de la solución.

Para iniciar el campo de flujo, se empleó la técnica estándar con técnica de parcheo (patch), eligiendo en particular las áreas donde el agua está presente bajo condiciones iniciales.

3.4.6 Análisis de estabilidad y convergencia.

Para obtener la convergencia al calcular las ecuaciones de gobierno del flujo, se realizó una simulación en una estación de trabajo con procesador AMD Ryzen 7 5700G (8 núcleos, 3.8 GHz), 32 GB de RAM y sistema operativo Windows 11 de 64 bits. Los gráficos de residuos se utilizaron para monitorear la estabilidad numérica, mostrando las discrepancias entre las iteraciones sucesivas. Residuos de convergencia véase Anexo 2.

3.5 Resultados de simulación de vertederos PKW.

3.5.1 Carga hidráulica en vertederos PKW.

Cuando se llegó a la convergencia en las simulaciones, se procedió a obtener las cargas hidráulicas para los modelos PKW-M1 y PKW-M2, considerando el rango de caudales estudiados en cada diseño.

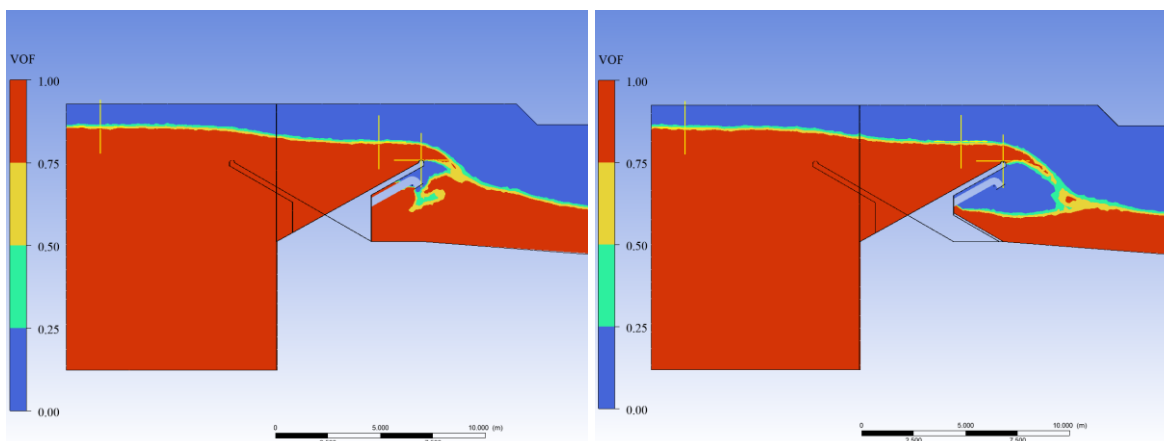


Figura 3.15 Carga hidráulica vertederos PKW-M1 y PKW-M2, Caudal 350 m³/s

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.14. Carga hidráulica vertederos PKW

Caudal	PKW-M1	PKW-M2
Q (m ³ /s)	H _u (m)	H _u (m)
100,00	0,47	0,47
150,00	0,65	0,64
200,00	0,85	0,86
250,00	1,10	1,10
300,00	1,36	1,35
350,00	1,59	1,60
400,00	1,86	1,87

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Velocidades en vertederos PKW.

Como parte del análisis posterior a la simulación, se obtuvieron las velocidades para los dos diseños PKW-M1 y PKW-M2 tomando en cuenta todos los caudales analizados. Esto posibilitó hacer una visualización comparativa de los campos de velocidad y una tabla con datos numéricos en puntos importantes.

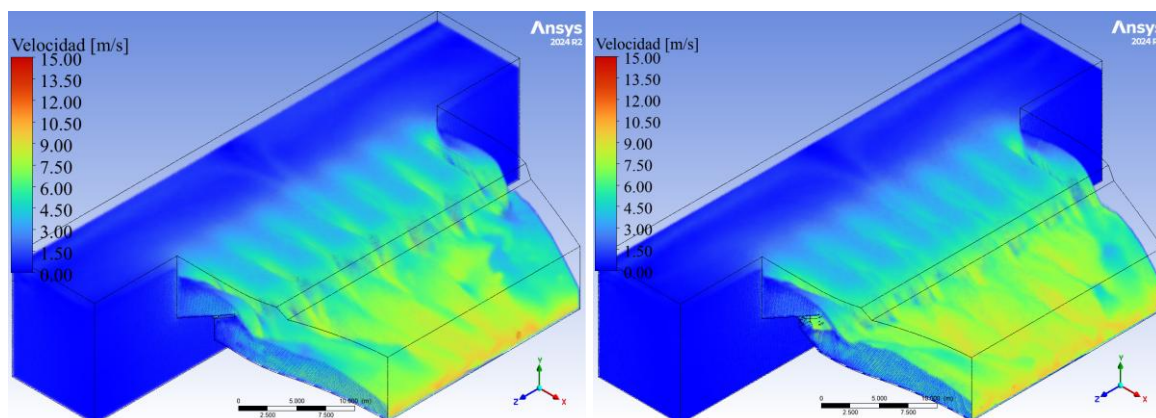


Figura 3.16 Velocidades en vertederos PKW-M1 y PKW-M2, caudal 350 m³/s

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.15 Velocidades en vertederos PKW

Caudal	PKW-M1		PKW-M2	
	Outlet	Inlet	Outlet	Inlet
Q (m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
100,00	7,50	1,50	7,50	1,50
150,00	8,00	2,50	8,00	2,50
200,00	8,50	3,25	8,50	3,25
250,00	9,00	4,00	9,00	4,00
300,00	9,50	4,50	9,50	4,50
350,00	10,00	5,00	10,00	5,00
400,00	10,50	5,50	10,50	5,50

Fuente: Elaboración propia

3.5.3 Presiones en vertederos PKW.

Se extrajeron los datos de presión para ambos diseños PKW, determinando los valores más bajos existentes en la estructura. Los resultados abarcan un mapeo de presiones y una tabla que sintetiza las presiones más bajas en el vertedero para cada caudal.

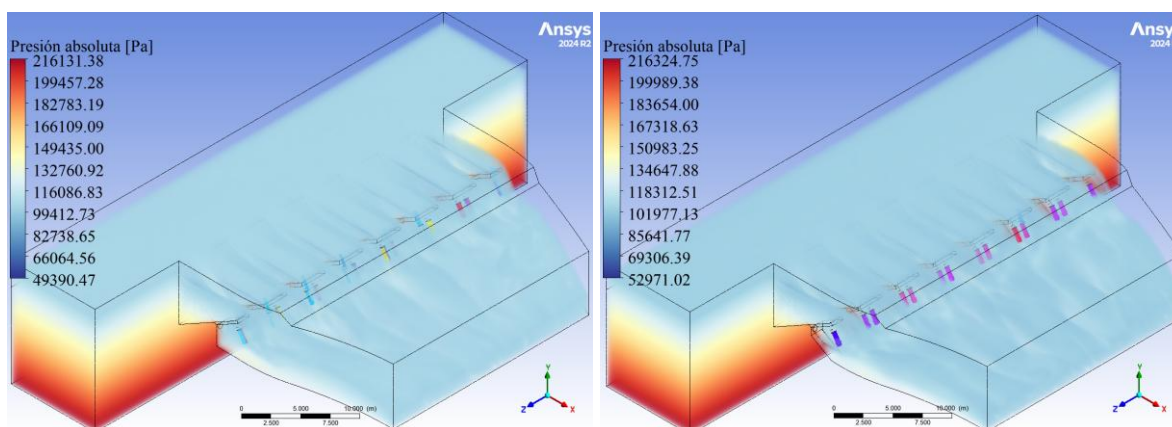


Figura 3.17. Presiones en vertederos PKW-M1 y PKW-M2, caudal 350 m³/s

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.16 Presiones absolutas mínimas en vertederos PKW

Caudal	PKW-M1	PKW-M2
Q (m ³ /s)	P _{min} (N/m ²)	P _{min} (N/m ²)
100,00	88637,8	88846,39
150,00	79636,52	79155,08
200,00	72667,84	69560,76
250,00	62251,98	64518,58
300,00	53995,92	58386,77
350,00	49390,47	52971,02
400,00	44861,31	44825,14

Fuente: Elaboración propia

3.5.3.1 Aireación en vertederos PKW.

Para cada modelo y todos los caudales analizados, se midieron las velocidades de entrada de aire a través de los dispositivos de aireación. Estos valores se convirtieron en caudales de aire, lo que facilitó su comparación con las estimaciones de la fórmula de Vermeulen et al (2017), y el cálculo de proporciones porcentuales entre la demanda de aire y el caudal de agua para las configuraciones PKW estudiadas.

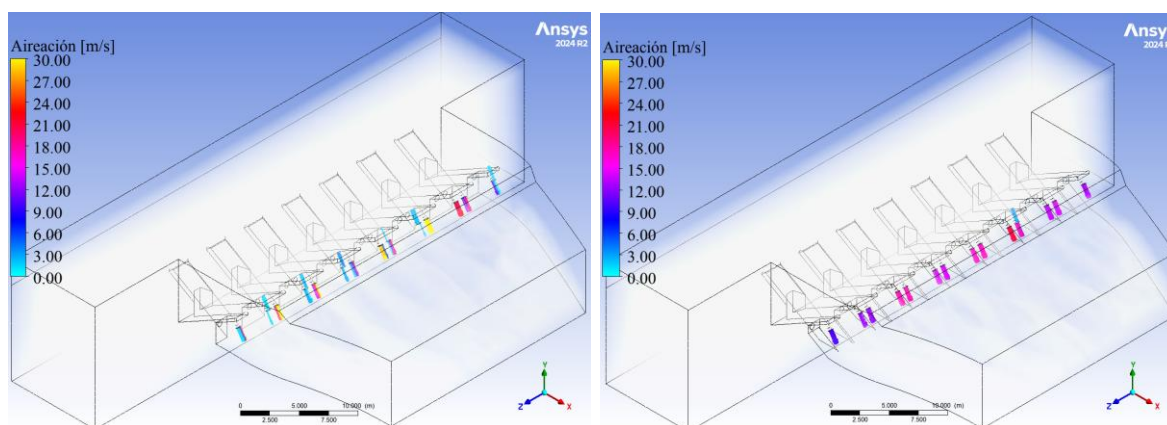


Figura 3.18 Aireación modelos PKW-M1 y PKW-M2, caudal 350 m³/s

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.17 Caudal y velocidad de aireadores en vertederos PKW

Caudal	Vermeulen et al			CFD PKW-M1			CFD PKW-M2		
Q (m ³ /s)	Q _{air} (m ³ /s)	Q _{air} /Q %	v (m/s)	Q _{air} (m ³ /s)	Q _{air} /Q %	v (m/s)	Q _{air} (m ³ /s)	Q _{air} /Q %	v (m/s)
100	4,34	4,34	11,04	3,73	3,73	9,50	3,93	3,93	10,00
150	5,79	3,86	14,75	4,71	3,14	12,00	4,91	3,27	12,50
200	7,21	3,61	18,37	5,89	2,95	15,00	6,09	3,04	15,50
250	8,38	3,35	21,34	6,87	2,75	17,50	7,07	2,83	18,00
300	9,49	3,16	24,18	8,84	2,95	22,50	9,03	3,01	23,00
350	10,56	3,02	26,90	-	-	-	9,82	2,80	25,00
400	11,15	2,79	28,39	-	-	-	10,60	2,65	27,00

Fuente: Elaboración propia

3.6 Curva de descarga de vertederos PKW.

Después de procesar las simulaciones CFD, se comparó la curva de descarga que se obtuvo con la simulación y las fórmulas empíricas conocidas.

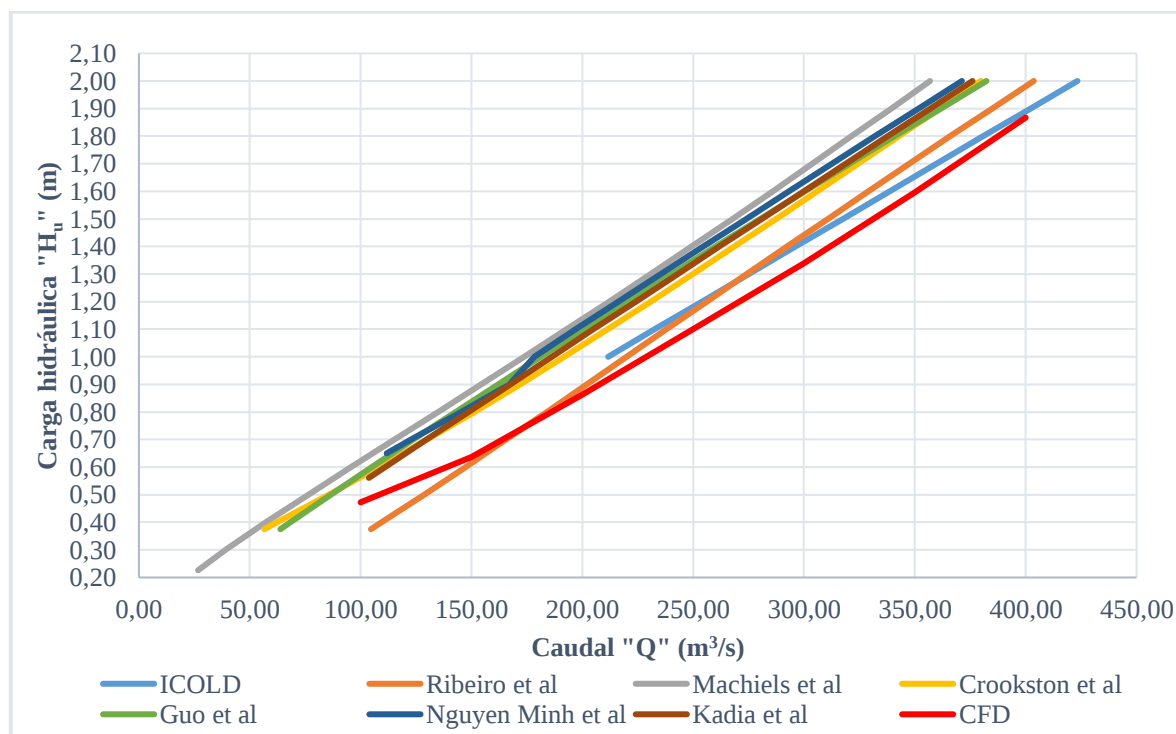


Figura 3.19 Curva de descarga vertedero PKW

Fuente: Elaboración propia

3.7 Análisis estadístico curva de descarga CFD vs ecuaciones empíricas.

La comparación estadística entre la curva de descarga CFD y ecuaciones empíricas, evidenció, como lo han indicado varios autores, las formulaciones propuestas para crestas planas tienden a ser más conservadores, en cambio la ecuación de Ribeiro et al. (2012) el cual está basado en un PKW de cresta semi redondeada, presenta el mejor ajuste al tener en cuenta cresta semi redondeada como el caso de estudio, los cuales de acuerdo con lo que indican estudios, aumentan el potencial de descarga en comparación con las configuraciones de cresta plana. En relación con la ecuación de ICOLD, su implementación se restringe sobre todo a la fase de prediseño de PKW, a pesar de que muestra un adecuado ajuste estadístico.

Tabla 3.18 Análisis estadístico ecuaciones vs CFD

Parámetro	ICOLD	Ribeiro et al.	Machiels et al.	Crookston et al.	Guo et al.	Nguyen et al.	Kadia et al.
MAE	0,0581	0,0904	0,2933	0,1915	0,2155	0,2541	0,2334
RMSE	0,0609	0,1007	0,3028	0,1983	0,2212	0,2583	0,2363
MAPE	4,3080	6,8459	28,1774	18,2837	21,2682	21,8954	20,2921
R ²	0,9991	0,9984	0,9982	0,9988	0,9944	0,9977	0,9986

Fuente: Elaboración propia

3.7.1 Coeficiente de descarga PKW.

Se determinó de las curvas de descarga del vertedero PKW, mediante la ecuación general de vertederos, los coeficientes de descarga del PKW. Este cálculo se llevó a cabo extrayendo dicho parámetro de la ecuación general de vertederos, tomando en cuenta el ancho total y la longitud desarrollada de la cresta.

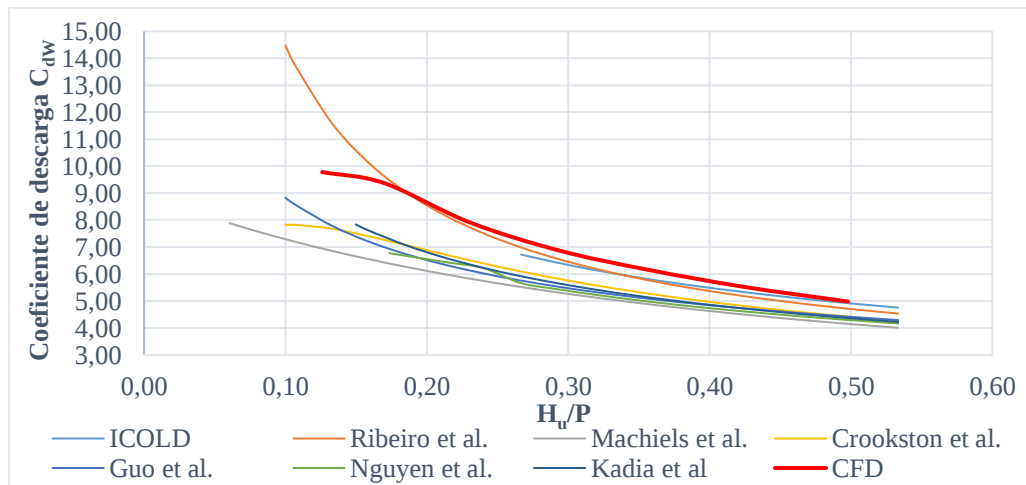


Figura 3.20 Coeficiente de descarga relacionado al ancho total W

Fuente: Elaboración propia

La inspección gráfica reveló, el modelo CFD y la formulación de Ribeiro et al. (2012), tienen un ajuste general, esta última tiende a exagerar el coeficiente de descarga en relaciones H_u/P bajas, llegando a superar un $C_{dL} > 2$. Cabe destacar que coeficientes por encima de este umbral son propios de vertederos WES, no de PKW, para los cuales el límite máximo

documentado por Nguyen et al. (2023), fue $C_{dL} = 2$. En consecuencia, se estableció como límite superior el valor de $C_{dL} = 1.96$ que se obtuvo en la simulación CFD, debido a que es un criterio más conservador que un valor teórico de 2, el cual se refiere a condiciones ideales de laboratorio. Por lo tanto, con el fin de evitar que los caudales se sobreestimen, fue necesario limitar el uso de la formulación de Ribeiro et al. (2012), a relaciones H_u/P que no excedan un valor $C_{dL} = 1.96$ o su equivalente $C_{dW} = 9.78$.

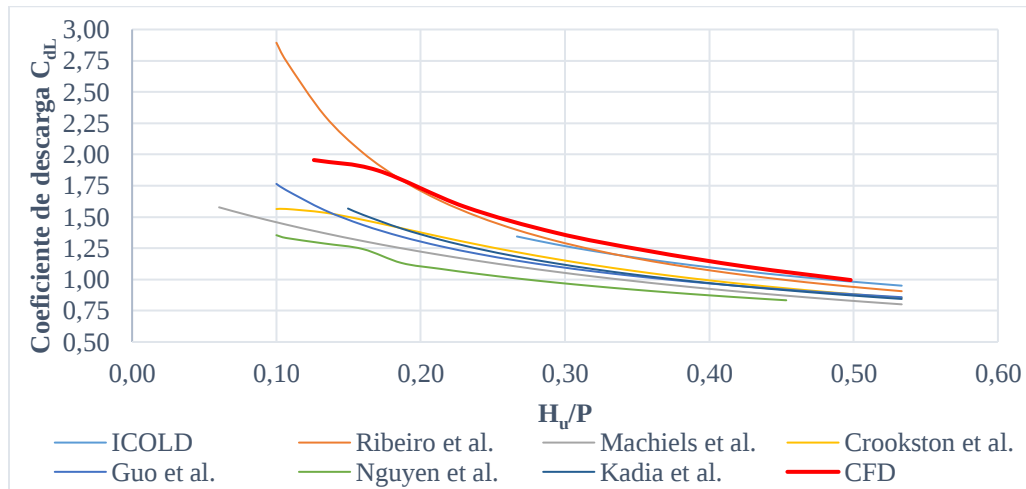


Figura 3.21 Coeficiente de descarga relacionada a la longitud desarrollada L

Fuente: Elaboración propia

3.7.2 Coeficiente de descarga de vertederos WES y PKW.

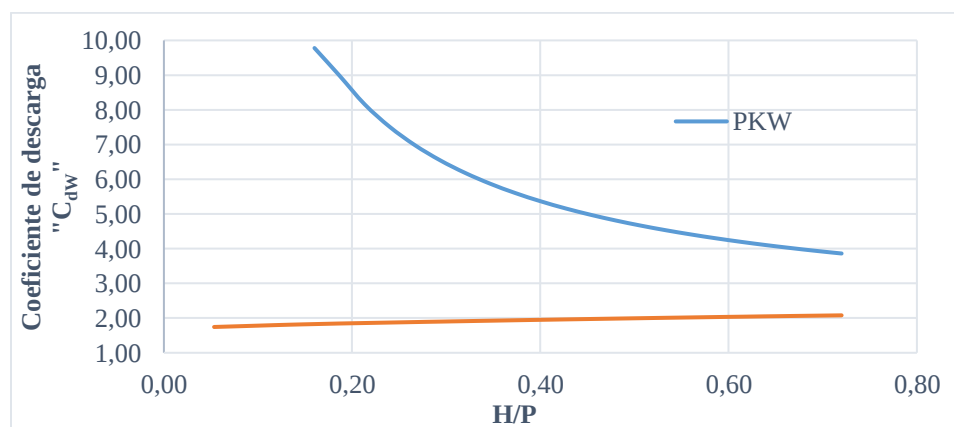


Figura 3.22 Coeficiente de descarga relacionado al ancho del vertedero

Fuente: Elaboración propia

3.8 Tránsito de avenidas con embocadura WES vs PKW.

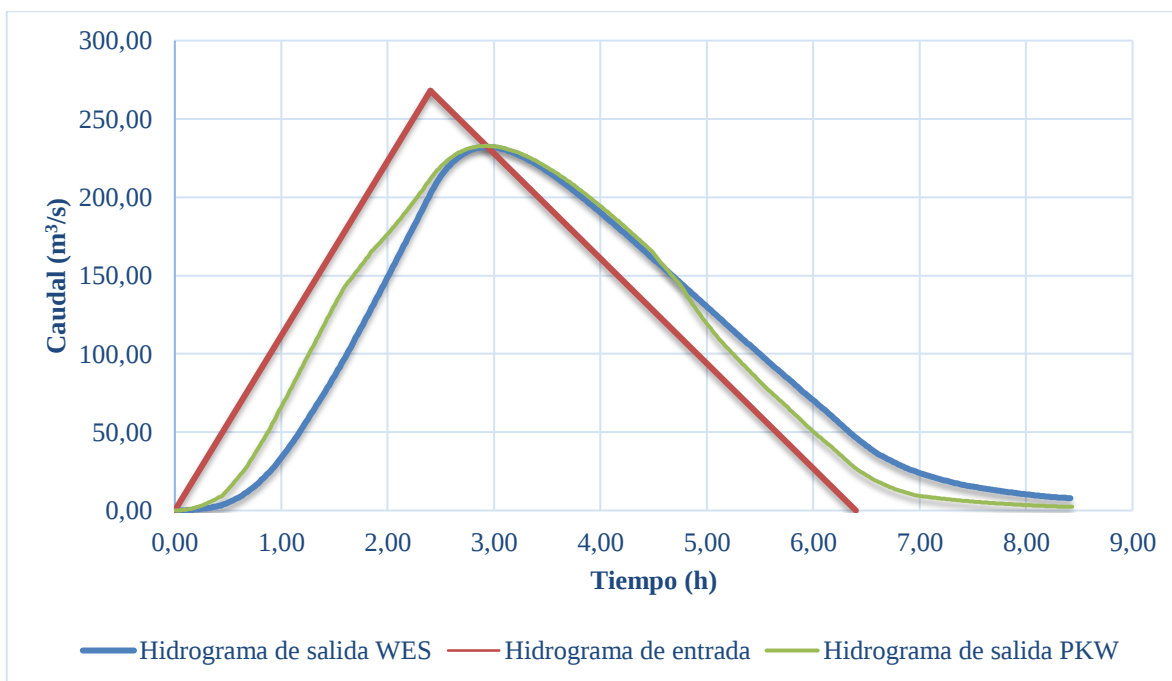


Figura 3.23 Tránsito de avenidas para T = 100 años

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.19 Desempeño en laminación T = 100 años

Parámetro	WES	PKW	Unidad
Caudal máximo de entrada	267,76	267,76	m³/s
Caudal máximo de salida	232,04	232,77	m³/s
Caudal laminado	35,71	34,99	m³/s
Eficiencia de laminación	13,34	13,07	%
Carga hidráulica de vertedero	1,63	1,07	m
Volumen de super almacenamiento	608206,013	391752,54	m³
Cota NAME	3550,93	3550,37	m.s.n.m.
Cota de coronación	3552,00	3552,00	m.s.n.m.
Borde libre	1,07	1,63	m

Fuente: Elaboración propia

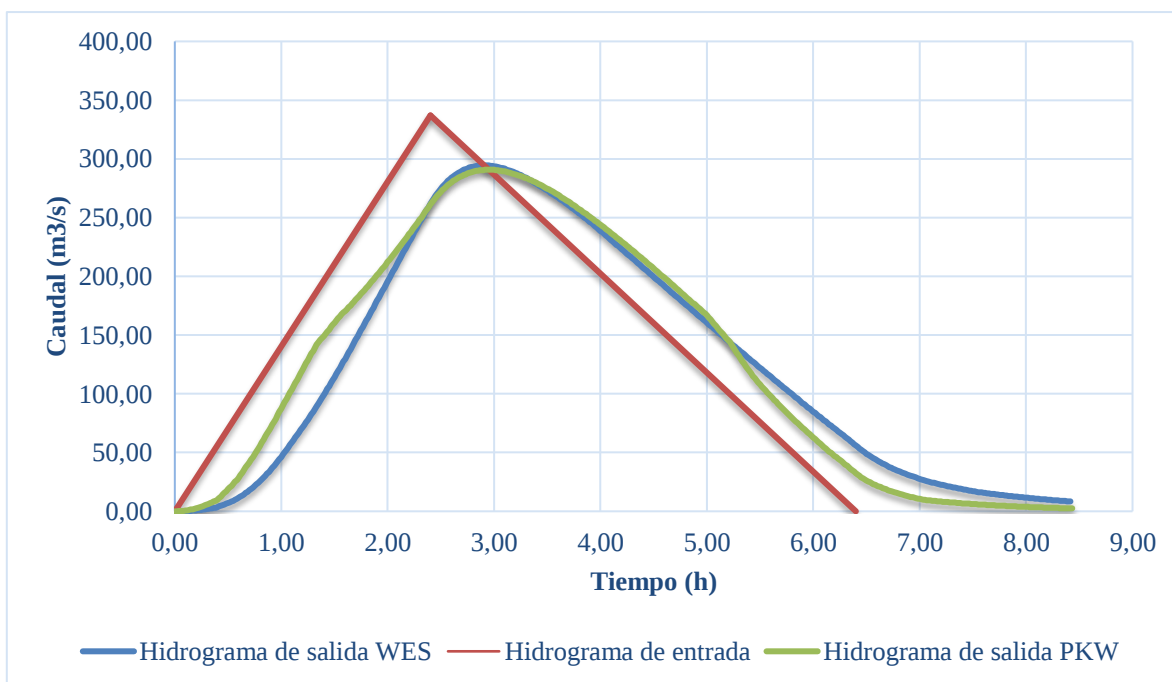


Figura 3.24 Tránsito de avenidas para T = 500 años

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.20 Desempeño en laminación T = 500 años

Parámetro	WES	PKW	Unidad
Caudal máximo de entrada	336,70	336,70	m ³ /s
Caudal máximo de salida	294,39	290,77	m ³ /s
Caudal laminado	42,31	45,93	m ³ /s
Eficiencia de laminación	12,57	13,64	%
Carga hidráulica de vertedero	1,89	1,39	m
Volumen de super almacenamiento	717107,025	516355,84	m ³
Cota NAME	3551,19	3550,69	m.s.n.m.
Cota de coronación	3552,00	3552,00	m.s.n.m.
Borde libre	0,81	1,31	m

Fuente: Elaboración propia

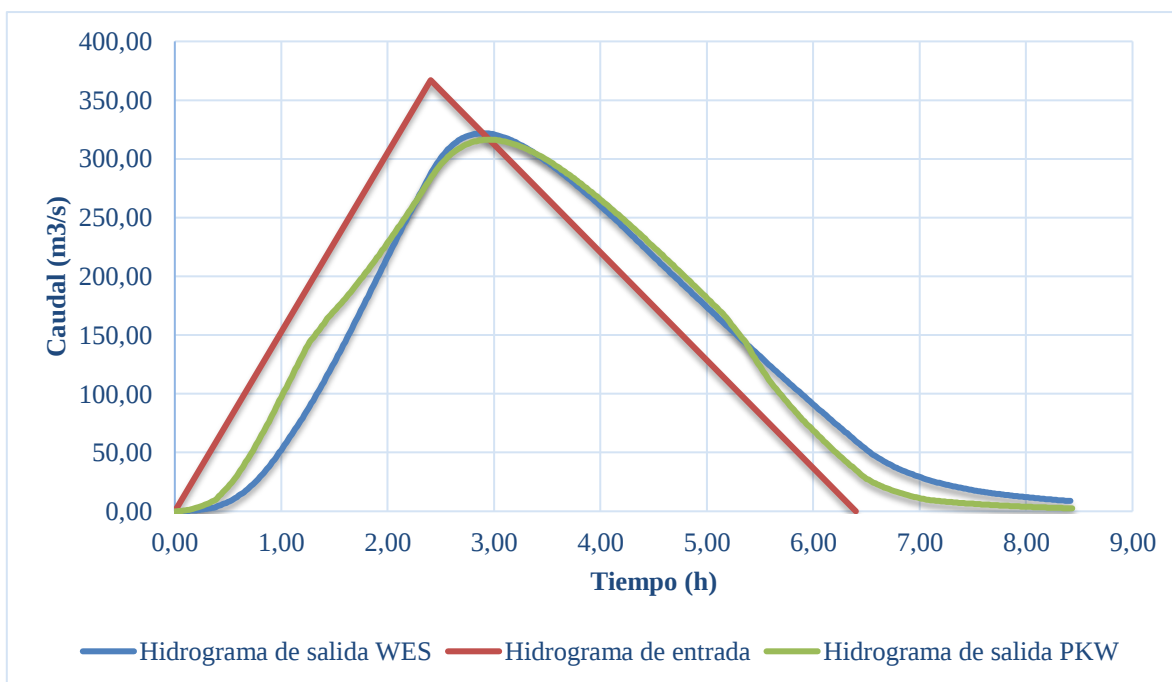


Figura 3.25 Tránsito de avenidas para T = 1000 años

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.21 Desempeño en laminación T = 1000 años

Parámetro	WES	PKW	Unidad
Caudal máximo de entrada	366,67	366,67	m ³ /s
Caudal máximo de salida	321,78	316,31	m ³ /s
Caudal laminado	44,89	50,35	m ³ /s
Eficiencia de laminación	12,24	13,73	%
Carga hidráulica de vertedero	2,00	1,53	m
Volumen de super almacenamiento	763151,527	570483,97	m ³
Cota NAME	3551,30	3550,83	m.s.n.m.
Cota de coronación	3552,00	3552,00	m.s.n.m.
Borde libre	0,70	1,17	m

Fuente: Elaboración propia

3.9 Modelado y simulación de aliviaderos con embocaduras PKW y WES.

3.9.1 Dimensiones de aliviaderos.

Las dimensiones del aliviadero con embocadura WES son las mismas con las cuales fueron construidas, incluyendo el detalle del muro en la transición.

En el caso del aliviadero con embocadura PKW se modificaron el ancho de la embocadura a una menor, se modificó las dimensiones de la transición y los demás componentes: conducción (rápida), restitución al cauce (cuenco amortiguador) se mantuvieron con las dimensiones originales.

3.9.2 Modelado geométrico (SolidWorks).

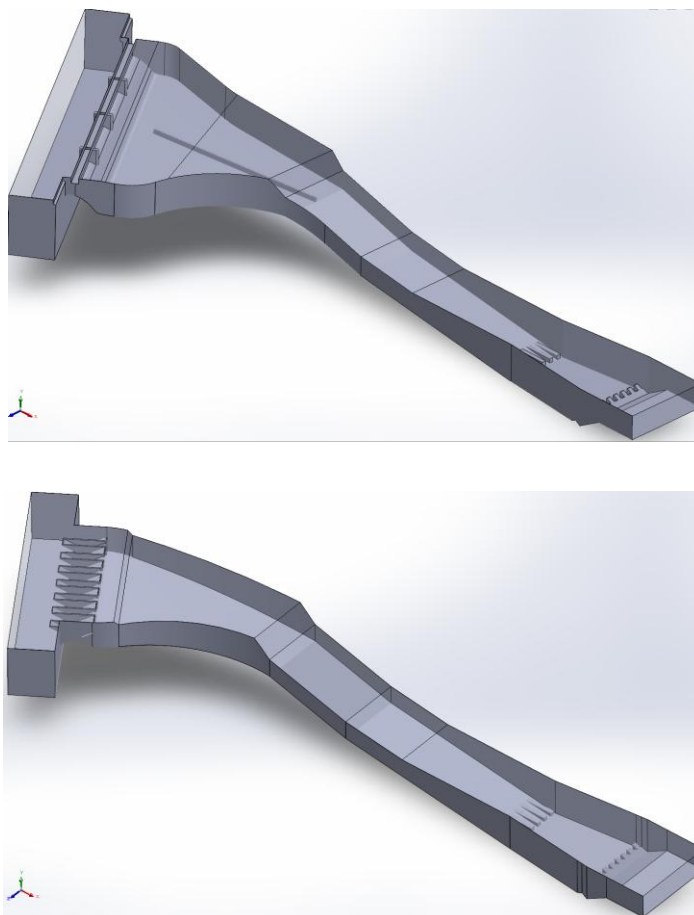


Figura 3.26 Aliviadero de presa El Molino con embocaduras WES y PKW

Fuente: Elaboración propia

3.9.3 Discretización espacial (mallado) (ANSYS Mesh).

La discretización del dominio computacional a nivel espacial se llevó a cabo de acuerdo con los parámetros definidos en la metodología numérica, lo que garantiza una calidad de mallado que asegura la exactitud de la simulación CFD y reduce el surgimiento de errores numéricos en los resultados.

Tabla 3.22. Discretización espacial de aliviaderos.

Denominación	Δx (m)	Tipo de malla	Nodos	Elementos
A-PKW	0,25	Tetraédrica	1085956	5857305
A-WES	0,25	Tetraédrica	1383446	7530526

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.23. Parámetros de calidad de mallado de aliviaderos.

Parámetro de control	Límite	A-PKW	A-WES	Observación
Max Aspect Ratio	< 5	4,987	4,769	Cumple
Min Element Quality	> 0,05	0,314	0,319	Cumple
Min Orthogonal Quality	> 0,05	0,189	0,293	Cumple
Max Skewness	< 0,9	0,811	0,707	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.9.1 Configuración de simulación.

3.9.1.1 General

- **Solver:** Se empleó el solver basado en presión.
- **Tipo de simulación:** Se realizó simulaciones **transitorias**
- **Gravedad:** Se utilizó un valor de aceleración gravitacional de 9,796 m/s²

3.9.1.2 Modelos.

- **Modelos de turbulencia:** Modelo de turbulencia *SST k-w*.
- **Modelo VOF:** Calcula la interfaz entre aire y agua

3.9.1.3 Materiales.

Los materiales que se encuentran en el dominio son: agua y aire. Se emplearon las características del agua pura a 5 °C (su densidad máxima). Este criterio tiene como objetivo reflejar de manera más precisa las condiciones ambientales frías típicas del área de Iscayachi.

Tabla 3.24 Propiedades físicas de los materiales

Material	Temperatura °C	Densidad kg/m ³	Viscosidad dinámica kg/(m·s)	Tensión superficial (en contacto con el aire) N/m	Presión de Vapor (Pa)
Agua	5	1000	1,519 x 10-3	0,0754	872
Aire	5	1,2695	1,74 x 10-5	-	-

Fuente: (Potter, 2012)

3.9.2 Condiciones de frontera.

Se establecieron las condiciones de frontera, incluyendo superficies de pared, salidas y entradas, utilizando parámetros operativos reales para asegurar que la simulación CFD refleje con precisión el comportamiento hidráulico y reducir al mínimo los errores numéricos que pudieran ocurrir.

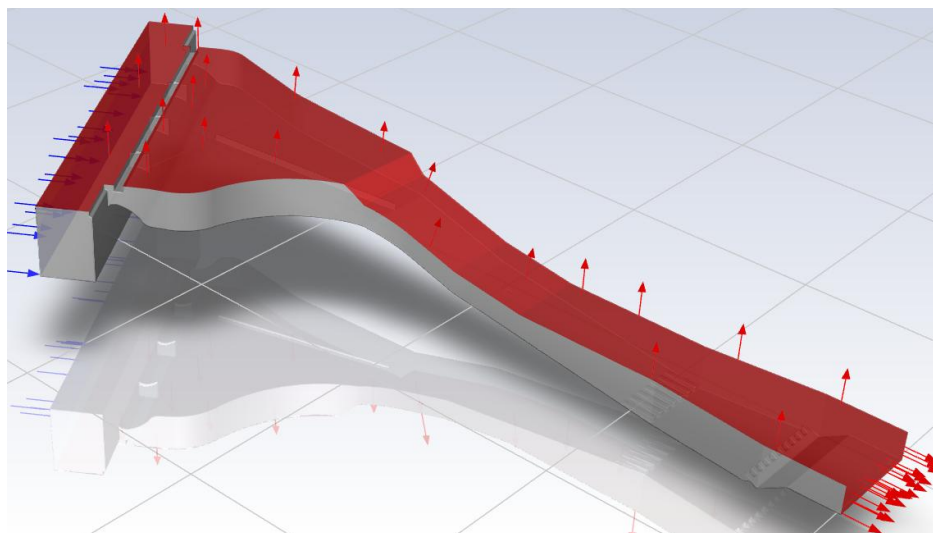


Figura 3.27 Condiciones de frontera de aliviadero con embocadura WES

Fuente: Elaboración propia

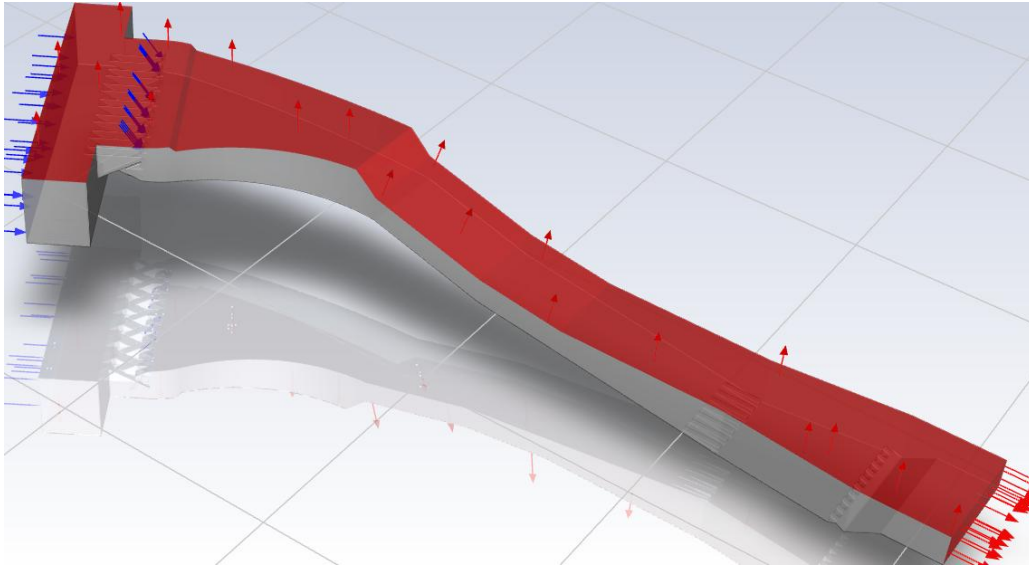


Figura 3.28 Condiciones de frontera de alviadero con embocadura PKW

Fuente: Elaboración propia

Condición de entrada

Los caudales usados como datos de entrada para la simulación son resultados de una laminación que se llevó a cabo anteriormente.

Tabla 3.25 Caudales de simulación para los alviaderos

Periodo retorno (T)	A-WES	A-PKW
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
100	232,04	232,77
500	294,39	290,77
1000	321,78	316,31

Fuente: Elaboración propia

Condición de paredes.

Se define esta condición como *wall* en condición antideslizante con rugosidades absolutas propias de cada material.

Tabla 3.26 Rugosidades absolutas

Material	Manning n (-)	Rugosidad Absoluta ϵ (m)
Hormigón nuevo liso	0,016	0,0016
Gaviones	0,030	0,068

Fuente: (Villón Béjar, 2006)

Condición de superficie libre y de salida

Se configura esta región como *pressure outlet* por ser la condición más robusta y permite un cómputo más realista. En cuanto al método de especificación de dirección de reflujo y turbulencia se usan las parametrizaciones por defecto. Mientras que la fracción de volumen de reflujo del flujo primario se especifica un valor de 1, característico de un canal abierto.

Condición de entrada de aire para tuberías de aireación

Se estableció una condición de entrada de presión en las entradas para simular la aportación de aire en las tuberías de aireación del PKW. Esta condición posibilita el establecimiento de una presión relativa (ya sea sobrepresión o presión atmosférica, dependiendo del contexto) y una fracción de volumen de aire equivalente a 1, asegurando así que únicamente aire penetre por estos conductos. Se definió la turbulencia con una viscosidad turbulenta ratio de 10 y una intensidad del 5%, en línea con los flujos de aire a velocidades altas.

3.9.1 Solución

3.9.1.1 Método de solución.

Se utilizó el algoritmo PISO por ser el más adecuado para simulaciones transitorias. Esta estrategia discretiza de manera coherente los gradientes de presión en las caras de las celdas con respecto a las ecuaciones del momento.

3.9.1.2 Inicialización de la solución.

Para iniciar el campo de flujo, se empleó la técnica estándar con técnica de parcheo (patch), eligiendo en particular las áreas donde el agua está presente bajo condiciones iniciales.

3.9.2 Análisis de estabilidad y convergencia.

Los gráficos de residuos se usaron para monitorear la estabilidad numérica, mostrando las discrepancias entre las iteraciones sucesivas. Se aseguró que se cumplieran los estándares definidos, llegando a cifras menores a 10^{-3} en todas las variables observadas, véase Anexo 6.

3.10 Resultados de simulación de aliviadero con embocadura WES vs PKW.

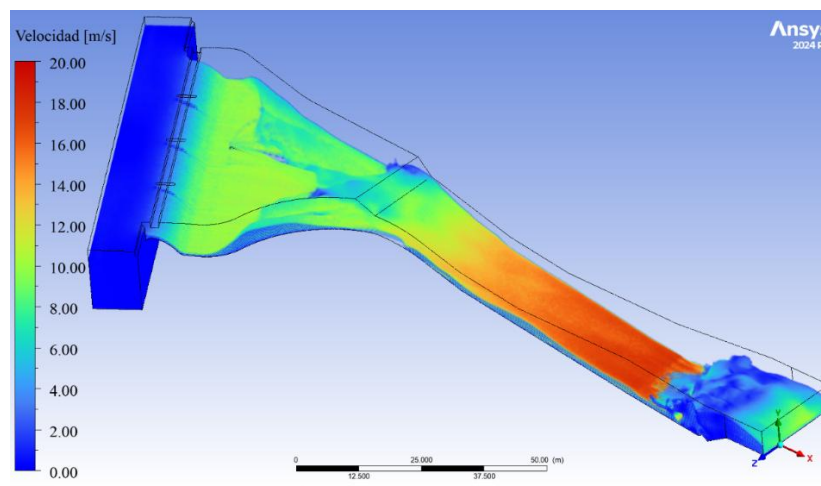


Figura 3.29 Velocidades y calado en aliviadero WES, T = 500 años

Fuente: Elaboración propia

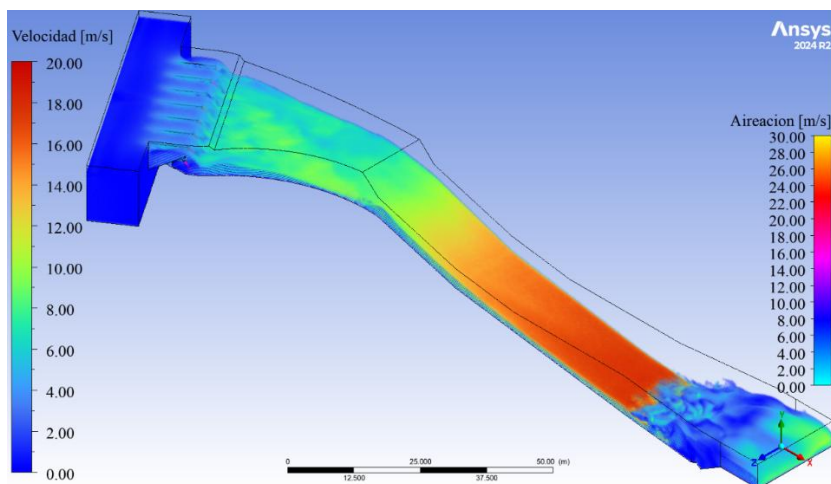


Figura 3.30 Velocidades y calado en aliviadero PKW, T = 500 años

Fuente: Elaboración propia

3.10.1 Transiciones.

Según SPANCOLD (2018), las transiciones embocadura - conducción en aliviaderos se deben dar y diseñar en condiciones ideales, es decir, con una solera plana y transición recta, caso contrario sugiere llevar a cabo el análisis hidráulico de la sección a través de modelado CFD o físico, debido a que los métodos existentes como el de **Shevchenko** para flujos subcríticos y el de **Ippen y Dawson** para flujos supercríticos, establecen en su rango de validez que son aplicables a transiciones rectas y de fondo horizontal. Transiciones como el caso de estudio están fuera de este rango al tener pendiente, asimetría y curvatura.

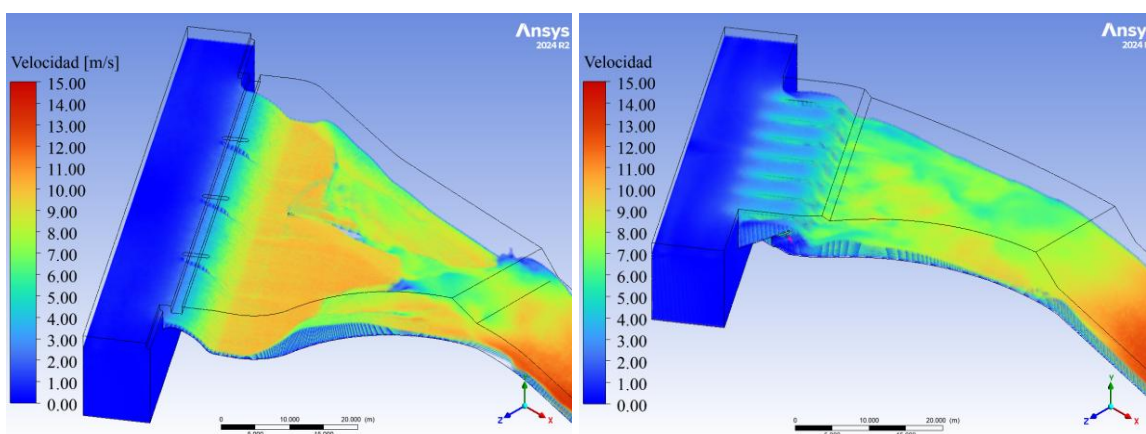


Figura 3.31 Velocidades y calado en transiciones para un T= 500 años

Fuente: Elaboración propia

3.10.2 Conducción (rápidas).

Los resultados de la CFD permitieron obtener las velocidades y calados en la rápida. Sin embargo, dado que la teoría del flujo gradualmente variado es el método estándar para calcular estos parámetros en canales rápidos, se procede a hacer el cálculo teórico pertinente.

Se examinaron los dos escenarios de embocadura considerados: WES y PKW. Para el cálculo se tomó como punto de control el inicio de la rápida, ahí se tiene el tirante crítico, se determinó así porque los resultados de las simulaciones mostraron que en la transición se tienen **resaltos hidráulicos de transición**, dicho fenómeno hace que antes de la rápida se tenga flujo subcrítico que necesariamente debe pasar por el tirante crítico para cambiar a

supercrítico. Sin embargo, es importante señalar que las transiciones debido a su condición geométrica no logran una distribución uniforme del calado antes de la rápida.

Tabla 3.27 Velocidad y calado en rapidas de aliviaderos, T = 100 años

Progresiva	ALIVIADERO WES			ALIVIADERO PKW		
	y (m)	v (m/s)	BL (m)	y (m/s)	v (m/s)	BL (m)
0+146,19	2,90	5,33	0,91	2,91	5,34	0,91
0+148,69	1,99	7,77	1,00	2,00	7,78	1,00
0+151,19	1,74	8,90	1,04	1,74	8,91	1,04
0+153,69	1,58	9,80	1,07	1,58	9,81	1,07
0+156,19	1,46	10,57	1,09	1,47	10,58	1,09
0+158,69	1,37	11,26	1,11	1,38	11,26	1,11
0+161,19	1,30	11,88	1,13	1,31	11,88	1,13
0+163,69	1,24	12,45	1,15	1,25	12,46	1,15
0+166,19	1,19	13,01	1,16	1,19	13,02	1,16
0+167,77	1,16	13,33	1,17	1,16	13,33	1,17
0+170,27	1,14	13,52	1,18	1,15	13,53	1,18
0+172,77	1,13	13,71	1,18	1,13	13,72	1,18
0+175,27	1,11	13,89	1,19	1,12	13,90	1,19
0+177,77	1,10	14,07	1,19	1,10	14,07	1,19
0+180,27	1,09	14,23	1,20	1,09	14,24	1,20
0+182,77	1,07	14,40	1,20	1,08	14,40	1,20
0+185,27	1,06	14,55	1,20	1,07	14,56	1,20
0+187,77	1,05	14,70	1,21	1,05	14,71	1,21
0+190,27	1,04	14,85	1,21	1,04	14,86	1,21
0+192,77	1,03	14,99	1,22	1,03	15,00	1,22
0+195,27	1,02	15,13	1,22	1,03	15,13	1,22
0+197,77	1,01	15,26	1,22	1,02	15,27	1,22
0+200,27	1,01	15,39	1,23	1,01	15,39	1,23
0+202,77	1,00	15,51	1,23	1,00	15,52	1,23
0+205,27	0,99	15,63	1,23	0,99	15,64	1,23
0+207,77	0,98	15,74	1,24	0,99	15,75	1,24
0+210,27	0,98	15,85	1,24	0,98	15,85	1,24
0+212,99	0,97	15,96	1,24	0,97	15,97	1,24

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.28 Velocidad y calado en rápidas de aliviaderos, T = 500 años

Progresiva	ALIVIADERO WES			ALIVIADERO PKW		
	y (m)	v (m/s)	BL (m)	y (m)	v (m/s)	BL (m)
0+146,19	3,40	5,77	0,96	3,37	5,75	0,95
0+148,69	2,39	8,20	1,05	2,37	8,17	1,05
0+151,19	2,11	9,31	1,09	2,09	9,29	1,08
0+153,69	1,92	10,20	1,12	1,90	10,18	1,11
0+156,19	1,79	10,97	1,14	1,77	10,95	1,14
0+158,69	1,68	11,65	1,16	1,67	11,63	1,16
0+161,19	1,60	12,27	1,18	1,58	12,25	1,18
0+163,69	1,53	12,85	1,20	1,51	12,83	1,20
0+166,19	1,46	13,40	1,22	1,45	13,38	1,22
0+167,77	1,43	13,72	1,23	1,41	13,70	1,23
0+170,27	1,41	13,93	1,23	1,39	13,91	1,23
0+172,77	1,39	14,13	1,24	1,37	14,11	1,24
0+175,27	1,37	14,32	1,25	1,36	14,30	1,24
0+177,77	1,35	14,51	1,25	1,34	14,48	1,25
0+180,27	1,34	14,69	1,26	1,32	14,66	1,25
0+182,77	1,32	14,86	1,26	1,31	14,84	1,26
0+185,27	1,31	15,03	1,27	1,29	15,01	1,26
0+187,77	1,29	15,19	1,27	1,28	15,17	1,27
0+190,27	1,28	15,35	1,28	1,26	15,33	1,27
0+192,77	1,27	15,51	1,28	1,25	15,48	1,28
0+195,27	1,25	15,66	1,29	1,24	15,63	1,28
0+197,77	1,24	15,80	1,29	1,23	15,77	1,29
0+200,27	1,23	15,94	1,29	1,22	15,92	1,29
0+202,77	1,22	16,08	1,30	1,21	16,05	1,29
0+205,27	1,21	16,21	1,30	1,20	16,18	1,30
0+207,77	1,20	16,34	1,30	1,19	16,31	1,30
0+210,27	1,19	16,46	1,31	1,18	16,43	1,30
0+212,99	1,18	16,59	1,31	1,17	16,56	1,31

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.29 Velocidad y calado en rápidas de aliviaderos, T = 1000 años

Progresiva	ALIVIADERO WES			ALIVIADERO PKW		
	y (m)	v (m/s)	BL (m)	y (m)	v (m/s)	BL (m)
0+146,19	3,61	5,95	0,97	3,57	5,91	0,97
0+148,69	2,57	8,36	1,07	2,52	8,35	1,06
0+151,19	2,26	9,48	1,11	2,23	9,46	1,10
0+153,69	2,07	10,36	1,14	2,04	10,35	1,13
0+156,19	1,93	11,13	1,16	1,90	11,11	1,16
0+158,69	1,82	11,81	1,19	1,79	11,79	1,18
0+161,19	1,73	12,43	1,21	1,70	12,41	1,20
0+163,69	1,65	13,00	1,22	1,62	12,98	1,22
0+166,19	1,58	13,56	1,24	1,56	13,54	1,24
0+167,77	1,55	13,88	1,25	1,52	13,86	1,25
0+170,27	1,52	14,09	1,26	1,50	14,06	1,25
0+172,77	1,50	14,29	1,26	1,48	14,27	1,26
0+175,27	1,48	14,48	1,27	1,46	14,46	1,27
0+177,77	1,46	14,67	1,28	1,44	14,65	1,27
0+180,27	1,44	14,86	1,28	1,42	14,83	1,28
0+182,77	1,43	15,04	1,29	1,40	15,01	1,28
0+185,27	1,41	15,21	1,29	1,39	15,18	1,29
0+187,77	1,40	15,38	1,30	1,37	15,35	1,29
0+190,27	1,38	15,54	1,30	1,36	15,51	1,30
0+192,77	1,37	15,70	1,31	1,35	15,67	1,30
0+195,27	1,35	15,85	1,31	1,33	15,82	1,31
0+197,77	1,34	16,00	1,32	1,32	15,97	1,31
0+200,27	1,33	16,15	1,32	1,31	16,11	1,32
0+202,77	1,32	16,29	1,32	1,30	16,25	1,32
0+205,27	1,31	16,43	1,33	1,29	16,39	1,32
0+207,77	1,30	16,56	1,33	1,28	16,52	1,33
0+210,27	1,29	16,68	1,34	1,27	16,64	1,33
0+212,99	1,28	16,82	1,34	1,26	16,78	1,33

Fuente: Elaboración propia

3.10.3 Disipación de energía (cuenco amortiguador).

Se establecieron a partir de las sugerencias del USBR los tirantes conjugados en el cuenco amortiguador para los periodos de retorno estudiados y embocaduras analizadas.

Tabla 3.30 Velocidad y tirantes conjugados en cuencos.

Periodo retorno (años)	Parámetro	Unidad	Aliviadero WES	Aliviadero PKW
			F.R.V.	F.R.V.
100	y_1	m	0,97	0,97
	v_1	m/s	15,96	15,95
	F_1	-	5,18	5,18
	L/y_2	-	3,90	3,90
	y_2	m	5,90	5,90
	α		7,00	7,00
500	y_1	m	1,18	1,17
	v_1	m/s	16,59	16,56
	F_1	-	4,87	4,89
	L/y_2	-	3,85	3,85
	y_2	m	5,97	5,97
	α		6,70	6,70
1000	y_1	m	1,28	1,26
	v_1	m/s	16,82	16,78
	F_1	-	4,76	4,78
	L/y_2	-	3,80	3,80
	y_2	m	6,05	6,05
	α		6,50	6,50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.31 Máxima altura de contrapendiente según Bretz

Periodo retorno (años)	Parámetro	Aliviadero WES	Aliviadero PKW
100	F_1	5,18	5,18
	h_d (m)	2,58	2,58
500	F_1	4,87	4,89
	h_d (m)	2,33	2,35
1000	F_1	4,76	4,78
	h_d (m)	2,24	2,26

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE

RESULTADOS

4.1 Vertederos PKW.

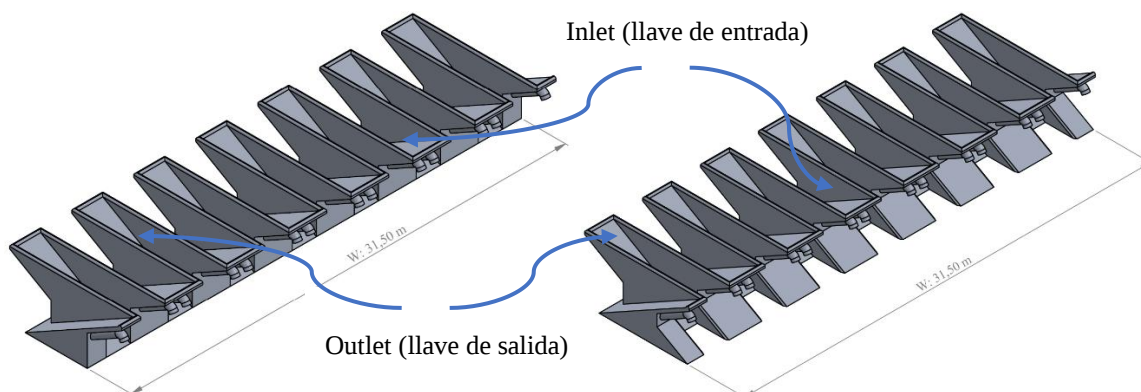


Figura 4.1 Vertederos PKW-M1 y PKW-M2

Fuente: Elaboración propia

4.1.1 Velocidades en vertederos PKW

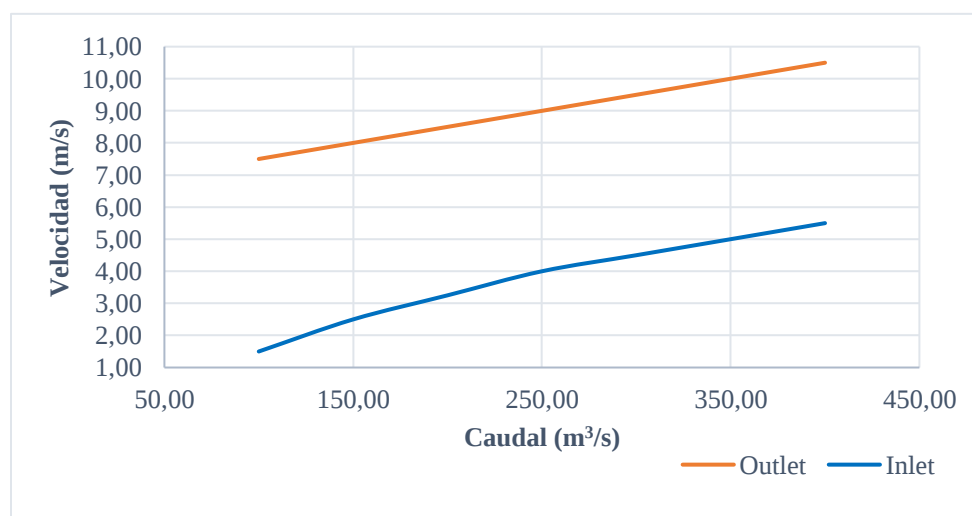


Figura 4.2 Velocidades en vertedero PKW

Fuente: Elaboración propia

Debido a su geometría plegada el vertedero PKW produce un patrón de flujo muy tridimensional, donde las velocidades varían por la distribución no uniforme del flujo, zonas de aceleración o desaceleración y fenómenos de interferencia entre los jets provenientes de diferentes secciones. De los resultados de la simulación numérica se extrajeron valores de velocidad de dos puntos específicos, llave de salida y llave de entrada. Se observa que las

velocidades en las teclas de entrada y salida de ambos modelos PKW son similares debido a la igualdad geométrica, para el rango de caudales estudiado (100-400 m³/s) los resultados muestran una distinción evidente entre las velocidades de las teclas de entrada (Inlet) y las de salida (Outlet), se observa que las velocidades de las teclas de salida mantienen valores superiores a las de entrada, ambas curvas presentan una tendencia de crecimiento cuasi lineal con el incremento del caudal y la dispersión entre ambas curvas se mantiene relativamente constante. Finalmente, todos los valores de velocidad registrados están dentro de límites no erosivos y son totalmente adecuados para estructuras de vertido.

4.1.2 Presiones en vertederos PKW

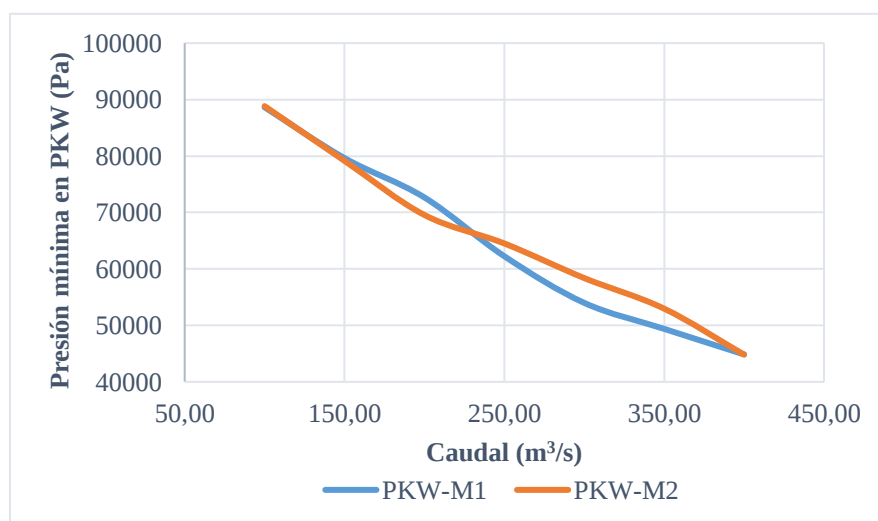


Figura 4.3 Presiones mínimas en modelos PKW

Fuente: Elaboración propia

La simulación numérica reveló que las presiones mínimas en ambos modelos PKW fueron consistentemente positivos y más altos que la presión de vapor a lo largo de todo el rango de caudales analizado, lo cual descarta totalmente el peligro de cavitación. Sin embargo, la tendencia para el rango $0,13 \leq H_u/P \leq 0,50$ fue; las presiones mínimas disminuyen un promedio de 7500 [Pa] cada que aumenta el caudal en 50 m³/s, llegando a una presión absoluta mínima de 44825 [Pa] para un caudal de 400 m³/s. Presiones para relaciones $H_u/P > 0,50$ no fueron analizadas.

4.1.3 Carga hidráulica en vertederos PKW

De los resultados de la simulación numérica se observó que las cargas hidráulicas en ambos modelos PKW son similares pues la geometría de ambos PKW es la misma.

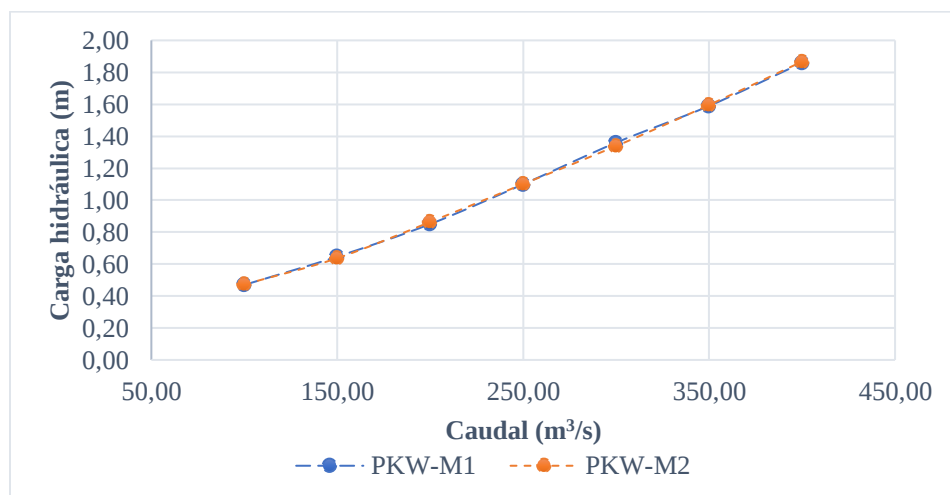


Figura 4.4 Carga hidráulica en vertederos PKW

Fuente: Elaboración propia

4.1.4 Coeficiente de descarga en vertederos PKW

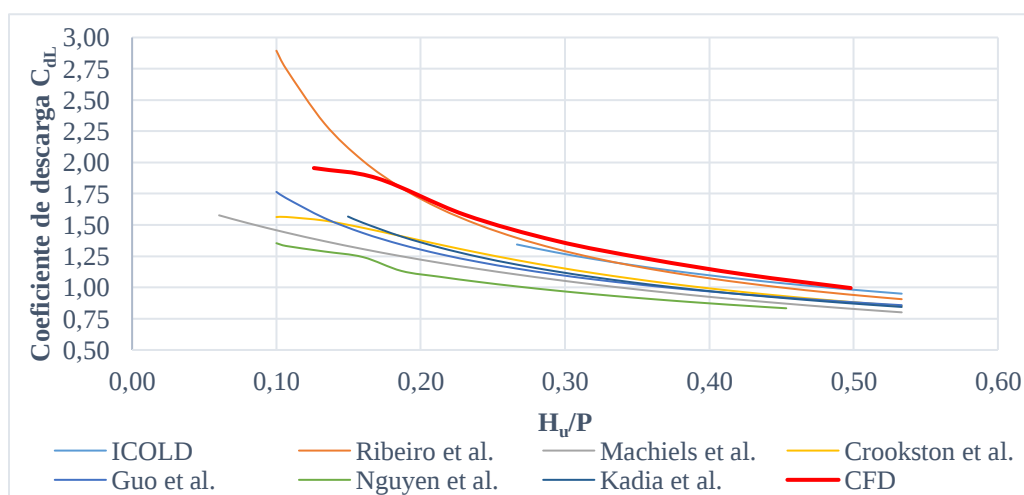


Figura 4.5 Coeficiente de descarga relacionada a la longitud desarrollada L

Fuente: Elaboración propia

La ecuación de la ICOLD tuvo un ajuste aceptable, sin embargo, en su rango de aplicación preestablecido, su utilidad es restringida cuando se trata de cargas hidráulicas menores. El modelo de Ribeiro et al. (2012) es el más apropiado para predecir y diseñar el PKW, se escoge como la herramienta principal porque brinda un nivel de precisión similar y la ventaja fundamental de poder utilizarse en todo el espectro de cargas. Asimismo, es la única formulación que toma en cuenta una cresta semi redondeada, lo cual se corresponde con precisión con la geometría real del vertedero estudiado. Sin embargo, en cargas bajas tiende a sobre estimar el coeficiente de descarga C_{dL} con valores mayores a 2, lo cual solo es propio de un vertedero WES, por ello se debe restringir su aplicación a $H_u/P \geq 0,16$

4.1.5 Reducción del coeficiente de descarga en vertederos PKW

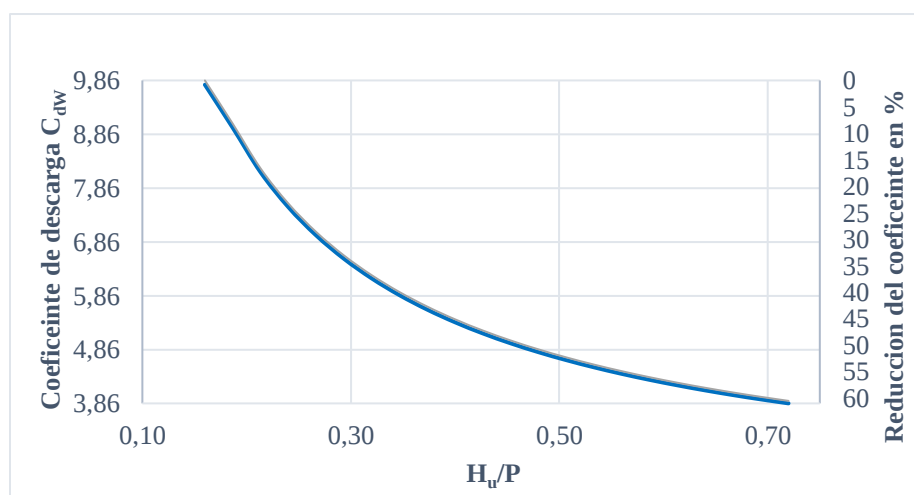


Figura 4.6 Reducción del coeficiente de descarga en PKW

Fuente: Elaboración propia

Resultados del análisis indican que el coeficiente de descarga de un vertedero PKW tiende a reducirse a medida que se incrementa la carga hidráulica, este disminuir del coeficiente de descarga en un PKW es fundamentalmente a causa de los fenómenos de interferencia que se dan entre el flujo de las teclas de salida con la de los muros laterales, haciendo que se pierda longitud de cresta desarrollada, los resultados indican que para una relación $H_u/P = 0,48$ o $H_u/W_o = 1$ el PKW pierde gran parte de su longitud desarrollada, haciendo que a relaciones mayores esta empiece a funcionar como un cimacio.

4.1.6 Resalto hidráulico en vertederos PKW

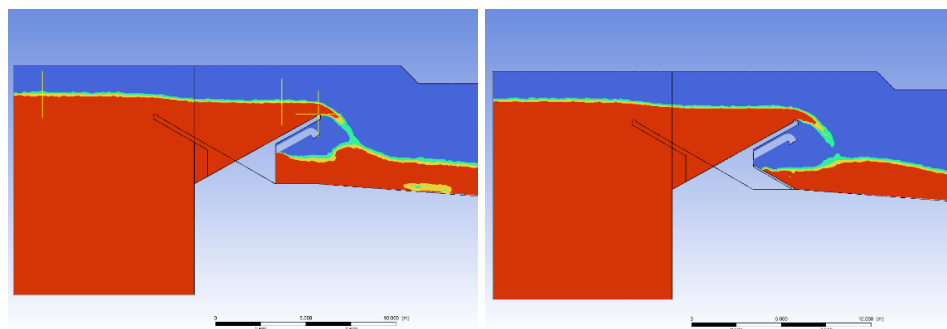


Figura 4.7 Resalto hidráulico en PKW, $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia

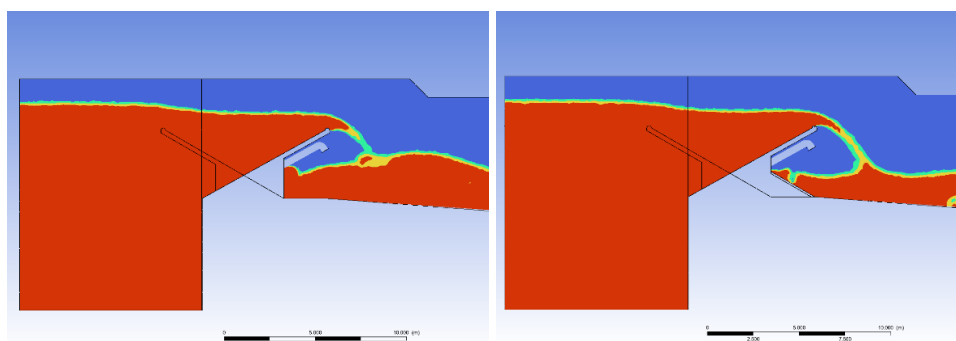


Figura 4.8 Resalto hidráulico en PKW, $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia

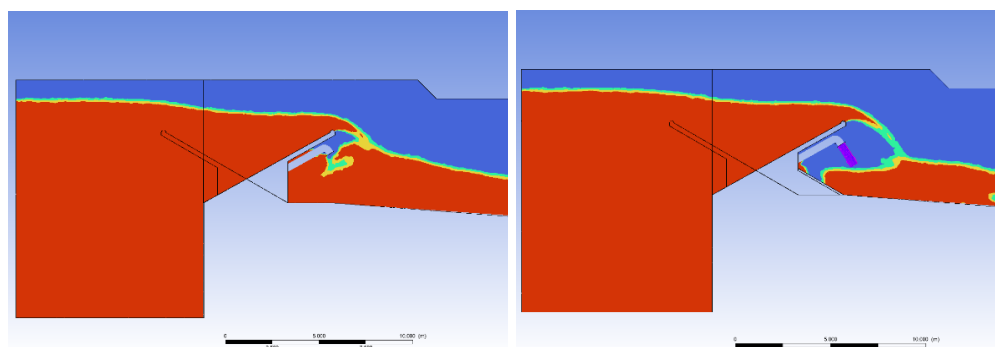


Figura 4.9 Resalto hidráulico en PKW, $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia

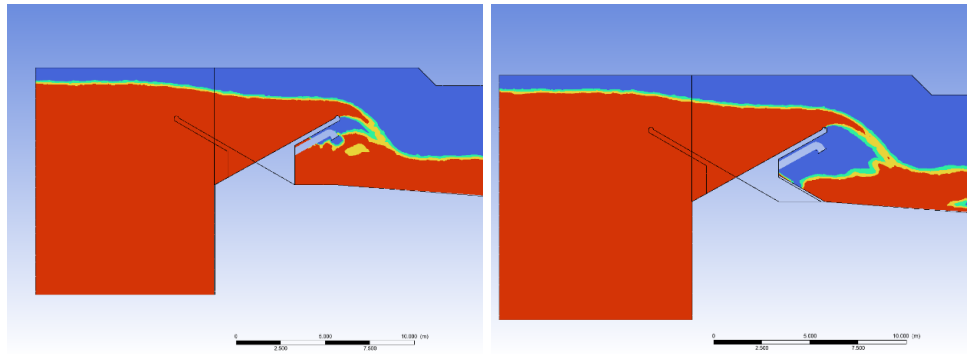


Figura 4.10 Resalto hidráulico en PKW, $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de la CFD indican que ambos modelos PKW en el rango $0,13 \leq H_u/P \leq 0,36$ mantienen una condición de no interferencia con los dispositivos de aireación debido a que se tiene un bolsón de aire. Para los rangos $0,36 < H_u/P \leq 0,50$ el vertedero PKW-M1 presenta interferencias con los dispositivos de aireación, en cambio el modelo PKW-M2 no presenta interferencia, garantizando así que se tenga aireación y el peligro de cavitación se reduzca. Esta interferencia se da debido al salto hidráulico que se da al pie del vertedero, generado por el flujo que se descarga por las teclas de salida y parte de los laterales, en el modelo PKW-M1 por su condición geométrica debajo de las teclas de entrada se tienen, velocidades nulas, en cambio en el modelo PKW-M2 al contar con bloques de hormigón se eliminan lugares que originan flujos con velocidades nulas y gracias a la propia inercia del flujo que sale de la tecla de salida logra trasladar el resalto hidráulico aguas abajo garantizando que no haya interferencias con los dispositivos de aireación. Esta condición negativa solo se presenta en descargas hacia canales con pendiente baja; sin embargo, no supone un problema en los canales con pendientes pronunciadas, donde el resalto se desplaza naturalmente río abajo.

4.1.7 Aireación en vertederos PKW

Los resultados de CFD presentan una tendencia coherente con el modelo teórico de Vermeulen et al. (2017), que establece una predicción precisa de la demanda de aireación. Esto se puede observar en la figura que correlaciona el porcentaje de caudal de aire para aireación con respecto al caudal de agua (Q). No obstante, aunque el modelo PKW-M1 tiene

incertidumbre en relaciones $H_u/P > 0,36$, el modelo PKW-M2 consigue mantener un bolsón de aire que garantiza la aireación del vertedero para el rango de caudales estudiados. Sin embargo, para relaciones $H_u/P \leq 0,36$ el modelo PKW-M1 no tiene inconvenientes con la aireación, La ecuación de Vermeulen et al. (2017), solo predice la demanda de aireación, es decir, garantizar aireación sin obstrucciones es otro análisis aparte.

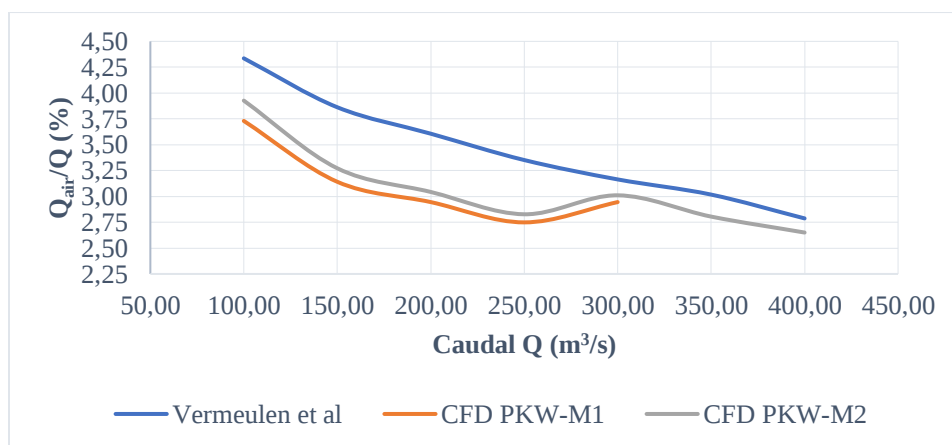


Figura 4.11 Relación del flujo de aire al flujo de agua en PKW

Fuente: Elaboración propia

4.2 Análisis comparativo de vertederos WES y PKW

4.2.1 Velocidades en vertederos WES y PKW

Los datos numéricos adquiridos a través de CFD para el vertedero PKW corroboran que las velocidades, en las teclas de entrada y salida, permanecen dentro de rangos no erosivos. Esto valida que su diseño no supone un peligro para la integridad estructural ni necesita protecciones especiales contra la erosión. Respecto al vertedero WES, aunque no se creó un modelo CFD específico, su geometría hidrodinámica estandarizada y bien documentada asegura que las velocidades generadas en las condiciones de carga y caudal analizadas no representan un peligro de erosión. Esto se fundamenta en el comportamiento conocido de perfiles WES, que han sido creados específicamente para conservar flujos estables y adherentes. Así pues, en cuanto a la conducta hidráulica vinculada con las velocidades, los dos diseños se pueden calificar como técnicamente aceptables porque ninguno de ellos crea situaciones que pongan en riesgo la durabilidad de la estructura en términos de erosión.

4.2.2 Presiones en vertederos WES y PKW

El vertedero WES, debido a su perfil hidrodinámico optimizado, elimina las presiones negativas de manera natural. Además, debido a que está diseñado para 4 m de carga y funciona como máximo con 2 m, tiene un margen de seguridad que asegura aún más la falta de cavitación durante toda su vida útil, sin embargo, diseñar con una carga mayor causa una reducción del coeficiente de descarga. El vertedero PKW asegura que no haya cavitación a través de un sistema de aireación combinada: natural para cargas bajas y artificial para cargas altas, con dispositivos que garantizan presiones por encima del límite de cavitación en todo el rango de caudales analizado.

4.2.3 Coeficiente de descarga en vertederos WES y PKW.

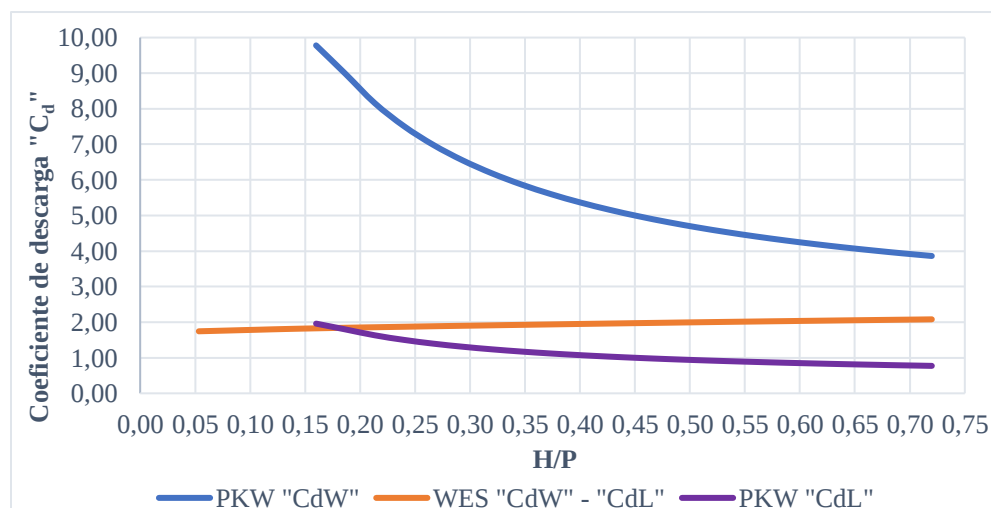


Figura 4.12 C_d relacionado a longitud de cresta y ancho de vertedero

Fuente: Elaboración propia

Los resultantes indican de manera consistente que el vertedero PKW tiene un coeficiente de descarga mucho más alto que el del vertedero convencional WES en todo el rango de cargas hidráulicas analizadas, esto cuando el coeficiente de descarga está referido al ancho que ocupan los vertederos. Con respecto a la longitud de cresta, el vertedero WES tiene un coeficiente de descarga superior al PKW, esto debido a la geometría optimizada que posee. El vertedero PKW no tiene un coeficiente superior al WES, lo que tiene es mayor longitud de cresta por donde más caudal puede evacuarse con menor carga hidráulica.

4.2.4 Carga hidráulica en vertederos WES y PKW.

Los resultados muestran la evidente superioridad hidráulica del vertedero PKW (31,50 m de ancho) con respecto al vertedero WES. Para un caudal de 400 m³/s, el PKW necesita solamente 2 m de carga, el WES de 57,60 m exige cerca de 2,25 m y el WES de 31,50 m requiere más de 3,25 m.

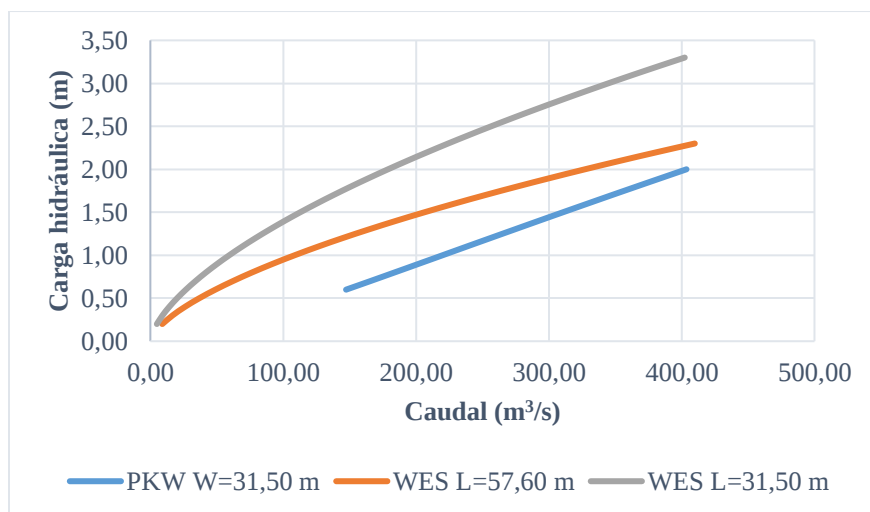


Figura 4.13 Curva de descarga vertederos WES y PKW

Fuente: Elaboración propia

4.2.5 Ancho en vertederos WES y PKW.

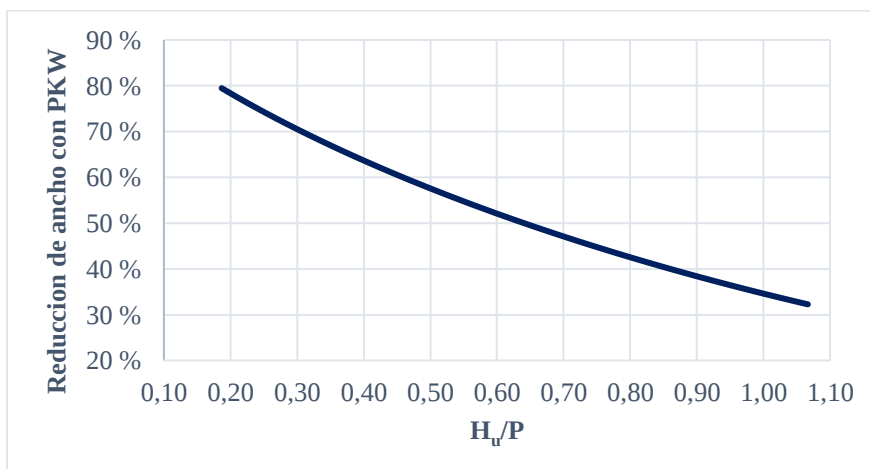


Figura 4.14 Reducción de ancho con un vertedero PKW

Fuente: Elaboración propia

La investigación confirma que, en comparación con un WES, un PKW es efectivo a la hora de disminuir el ancho cuando las cargas hidráulicas son bajas. El PKW trabaja de manera eficaz sin ahogamiento $0 < H_u/P \leq 0,48$; por lo tanto, el punto máximo de reducción se halla en $H_u/P = 0,48$. En este caso, el ancho se disminuye al 58,78% en su mayor medida, así que el PKW solo usa el 41,22% del ancho requerido por un WES. Para rangos $0,19 \leq H_u/P \leq 0,48$ los porcentajes de reducción resultaron desde 79,47% al 58,78%.

4.3 Tránsito de avenidas con embocaduras WES y PKW.

4.3.1 Eficiencia hidráulica y laminación.

Los resultantes muestran que el vertedero PKW tiene una capacidad de laminación superior al vertedero WES en todos los periodos de retorno estudiados, el primero tiene un ancho menor (31,50 m contra 57,60 m - reducción del 45%).

Para T = 100 años:

- El PKW laminó **34,99 m³/s** vs **35,71 m³/s** del WES
- Eficiencia de laminación: **13,07%** (PKW) vs **13,34%** (WES)

Para T = 500 años:

- El PKW laminó **45,93 m³/s** vs **42,31 m³/s** del WES
- Eficiencia de laminación: **13,64%** (PKW) vs **12,57%** (WES)

Para T = 1000 años:

- El PKW laminó **50,35 m³/s** vs **44,89 m³/s** del WES
- Eficiencia de laminación: **13,73%** (PKW) vs **12,24%** (WES)

4.3.2 Comportamiento hidráulico y niveles de agua.

Carga hidráulica en Vertederos:

- En T=100 años: **1,07 m** (PKW) vs **1,63 m** (WES) - **34% menor**
- En T=500 años: **1,39 m** (PKW) vs **1,89 m** (WES) - **26% menor**

- En T=1000 años: **1,53 m** (PKW) vs **2,00 m** (WES) - **23% menor**

Niveles Máximos de Agua (NAME):

En todos los escenarios, el PKW mantiene el NAME a cotas significativamente más bajas:

- Diferencia de 0,56 m en T=100 años
- Diferencia de 0,50 m en T=500 años
- Diferencia de 0,47 m en T=1000 años

4.3.3 Optimización de volúmenes de almacenamiento

El PKW demuestra una gestión más eficiente del volumen de super almacenamiento:

- T=100 años: **391.752 m³** (PKW) vs **608.206 m³** (WES) - **36% de reducción**
- T=500 años: **516.355 m³** (PKW) vs **717.107 m³** (WES) - **28% de reducción**
- T=1000 años: **570.483 m³** (PKW) vs **763.152 m³** (WES) - **25% de reducción**

4.3.4 Mejora en la seguridad estructural

Borde libre disponible

- En T=100 años: **1,63 m** (PKW) vs **1,07 m** (WES)
- En T=500 años: **1,31 m** (PKW) vs **0,81 m** (WES)
- En T=1000 años: **1,17 m** (PKW) vs **0,70 m** (WES)

El PKW proporcionó márgenes de seguridad significativamente mayores, lo que representa un importante beneficio para la seguridad de la presa durante eventos extremos.

4.4 Aliviaderos con embocaduras WES y PKW.

4.4.1 Transiciones

La transición entre el canal rápido y la embocadura WES muestra un comportamiento hidráulico intrincado, en el que las velocidades son uniformes al pie del vertedero, pero aguas abajo debido a la contracción de la sección se producen calados no uniformes y resaltos

hidráulicos de transición, fenómenos que se dan debido a un mal diseño de la transición. La altura de las paredes actualmente construidos no es suficiente en comparación con los calados máximos que se han registrado para un $T=500$ años.

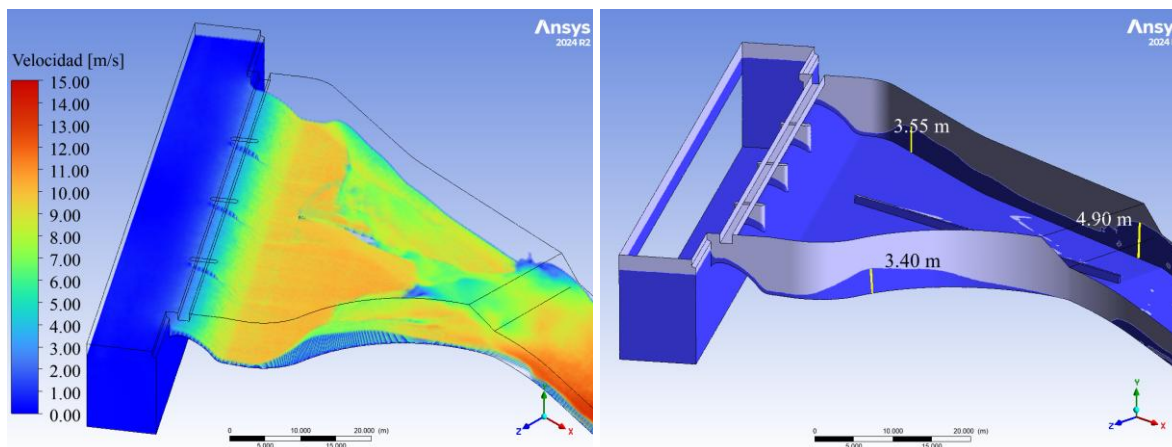


Figura 4.15 Velocidades y calado en transición WES - rápida, $T= 500$ años

Fuente: Elaboración propia

La transición entre la rápida y la embocadura PKW tiene una dinámica hidráulica más equilibrada, esto se debe al salto hidráulico que ocurre al pie del vertedero. Sin embargo, la curvatura de la transición provoca la creación de un resalto localizado en el margen derecho, que es donde se anotan los calados más altos.

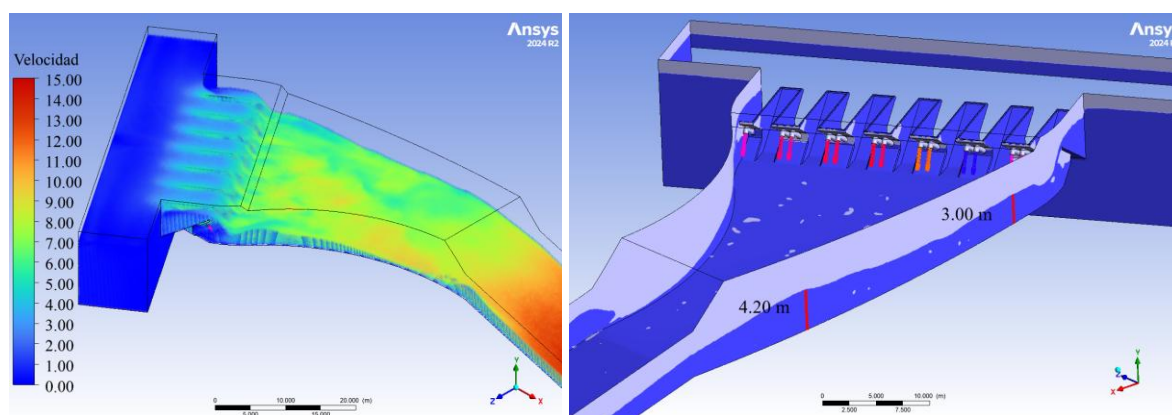


Figura 4.16 Velocidades y calado en transición PKW - Rápida, $T = 500$ años

Fuente: Elaboración propia

4.4.2 Rápidas

Para los diferentes intervalos de retorno estudiados, los caudales máximos de descarga muestran magnitudes comparables, lo que resulta en calados y velocidades casi iguales a lo largo de la rápida.

Tabla 4.1 Altura de rápida vs solicitada

Progresiva	Pared de rápida actual	ALIVIADERO WES			ALIVIADERO PKW		
		T=100 años	T=500 años	T=1000 años	T=100 años	T=500 años	T=1000 años
	h (m)	y +BL	y +BL	y +BL	y +BL	y +BL	y +BL
0+146,19	2,50	3,82	4,36	4,58	3,82	4,33	4,54
0+148,69	2,50	2,99	3,44	3,63	3,00	3,42	3,59
0+151,19	2,50	2,78	3,19	3,37	2,78	3,17	3,33
0+153,69	2,50	2,64	3,04	3,21	2,65	3,02	3,17
0+156,19	2,50	2,55	2,93	3,09	2,56	2,91	3,06
0+158,69	2,50	2,48	2,85	3,00	2,49	2,83	2,97
0+161,19	2,50	2,43	2,78	2,93	2,44	2,76	2,90
0+163,69	2,50	2,39	2,73	2,87	2,39	2,71	2,84
0+166,19	2,50	2,35	2,68	2,82	2,35	2,66	2,80
0+167,77	2,50	2,33	2,66	2,80	2,33	2,64	2,77
0+170,27	2,50	2,32	2,64	2,78	2,32	2,63	2,75
0+172,77	2,50	2,31	2,63	2,77	2,31	2,61	2,74
0+175,27	2,50	2,30	2,62	2,75	2,30	2,60	2,72
0+177,77	2,50	2,29	2,60	2,74	2,29	2,59	2,71
0+180,27	2,50	2,28	2,59	2,73	2,29	2,58	2,70
0+182,77	2,50	2,27	2,58	2,71	2,28	2,57	2,69
0+185,27	2,88	2,27	2,57	2,70	2,27	2,56	2,68
0+187,77	3,27	2,26	2,56	2,69	2,26	2,55	2,67
0+190,27	3,65	2,25	2,55	2,68	2,26	2,54	2,66
0+192,77	4,03	2,25	2,55	2,67	2,25	2,53	2,65
0+195,27	4,42	2,24	2,54	2,66	2,25	2,52	2,64
0+197,77	4,80	2,24	2,53	2,66	2,24	2,51	2,63
0+200,27	5,18	2,23	2,52	2,65	2,24	2,51	2,62
0+202,77	5,57	2,23	2,52	2,64	2,23	2,50	2,62
0+205,27	5,95	2,22	2,51	2,63	2,23	2,50	2,61
0+207,77	6,33	2,22	2,51	2,63	2,22	2,49	2,60
0+210,27	6,72	2,22	2,50	2,62	2,22	2,48	2,60
0+212,99	7,10	2,21	2,49	2,62	2,21	2,48	2,59

Fuente: Elaboración propia

No obstante, se reconoce un factor crítico en el diseño actual: la altura de las paredes del canal no es suficiente, ya que los calados exceden los 2,50 metros (altura de pared al inicio de la rápida), cuya altura es insuficiente cuando solamente el tirante crítico de entrada para un $T = 500$ años es de 3,40 m y a ello debe sumarse un borde libre.

4.4.3 Cuencos amortiguadores

Los hallazgos indican que el cuenco amortiguador realiza con eficiencia su tarea de disipar energía, sin importar la embocadura del aliviadero (WES o PKW) que esté colocada aguas arriba. Para todos los periodos de retorno estudiados, el cuenco produce un salto hidráulico estable y bien estructurado, con relaciones longitud-tirante (L/y_2 entre 3,80 y 3,90) y números de Froude (4,76 a 5,19), que se sitúan dentro de las proporciones ideales para operar un diseño USBR Tipo II.

4.4.4 Contrapendientes de salida

El contrapendiente adicional del cuenco es de 3,10 m, Bretz propuso una ecuación para determinar, el contrapendiente máximo donde si se tiene valores mayores a ello hacen que la sección de salida funcione como vertedero.

Tabla 4.2 Análisis del contrapendiente de salida.

Periodo retorno (años)	Parámetro	Aliviadero WES		Aliviadero PKW	
100	F_1	5,18	Funciona como vertedero	5,18	Funciona como vertedero
	h_d (m)	2,58		2,58	
500	F_1	4,87	Funciona como vertedero	4,89	Funciona como vertedero
	h_d (m)	2,33		2,35	
1000	F_1	4,76	Funciona como vertedero	4,78	Funciona como vertedero
	h_d (m)	2,24		2,26	

Fuente: Elaboración propia

4.5 Justificación técnica de la implementación del vertedero PKW.

La elección del vertedero tipo PKW como la mejor solución para el sistema de alivio se basa en un análisis técnico exhaustivo que evidencia beneficios determinantes con respecto al diseño convencional WES, en términos de eficiencia hidráulica.

4.5.1 Superior eficiencia hidráulica y capacidad de descarga.

El análisis mostró que el PKW tiene mayor eficiencia hidráulica, dicha eficiencia, apoyada en una longitud de cresta desarrollada con una relación 5 a 1 mantiene un coeficiente de descarga por encima de la media, por lo tanto, permite:

- Disminuir de manera significativa la carga de operación para un caudal específico.
- Ofrecer una solución mucho más compacta en proyectos que tengan limitaciones de ancho, con el objetivo de maximizar la capacidad de vertido.

4.5.2 Optimización del proceso de laminación y mayor seguridad.

El PKW mostró un rendimiento hidrológico más alto en tránsito de avenidas. Para el evento de $T=1000$ años, laminó $50,35 \text{ m}^3/\text{s}$ con una eficiencia del 13,73%, lo que lo colocó por encima del WES ($44,89 \text{ m}^3/\text{s}$, 12,24%). Funcionó con una carga hidráulica un 23% inferior (1,53 m frente a 2,00 m), lo que produjo un NAME notablemente más bajo y, lo que es más importante, un borde libre 66% mayor (1,17 m frente a 0,70 m). Esto resulta en un aumento significativo de la seguridad de la presa durante situaciones extremas.

4.5.3 Control de cavitación

Es importante subrayar que, aunque un diseño apropiado que asegure una aireación eficiente elimina casi del todo el peligro de cavitación, se debe tener especial cuidado en no obstaculizar este proceso natural de aireación durante la fase constructiva u operativa. Durante la construcción y el mantenimiento, si se presenta cualquier interrupción en el suministro de aire hacia la hoja de vertido, la seguridad de la estructura podría verse comprometida.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.

1. La aplicación comparada realizada, esta referida a un vertedero de presa tipo HCR, de tipo superficial, dándose énfasis en el presente estudio a su embocadura, comparándose con un perfil tipo WES (considerado según la SPANCOLD como el más utilizado).
2. La ubicación de un vertedero, depende de las características topográficas, hidráulicas, hidrológicas y geotécnicas, especialmente de la longitud disponible y del tipo de presa.
3. El cálculo de ambas alternativas, obedece a la ecuación general de vertederos:

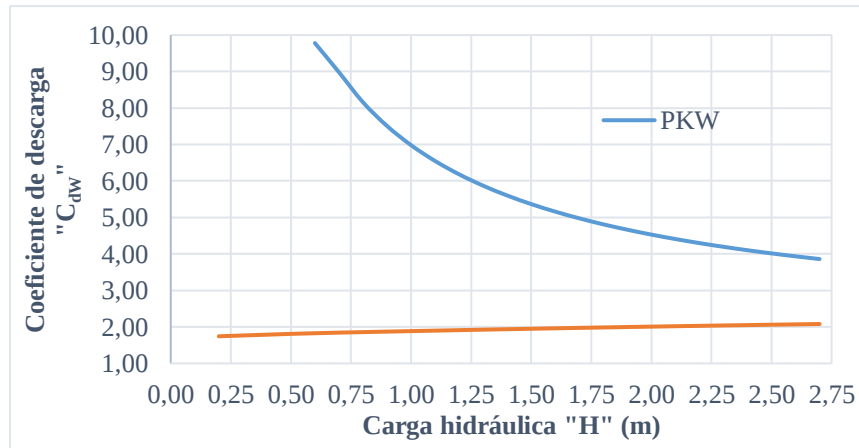
$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

4. El vertedero PKW mostró una notoria ventaja hidráulica sobre el diseño convencional WES en lo que se refiere a la embocadura, lo que se evidenció en su capacidad de descarga superior para una carga hidráulica idéntica.
5. Del estudio se tiene que el coeficiente de un vertedero PKW puede tomarse de dos maneras: El primero referido al ancho que ocupa y el segundo con relación a su longitud desarrollada iguales, por lo tanto, su coeficiente de descarga es el mismo para ambos casos.

Debido a sus diferencias geométricas y comportamiento hidráulico, de manera comparativa podemos decir:

Tipo de vertedero	PKW	WES
Coeficiente de descarga C_{dL}	1,96	2,00
Coeficiente de descarga C_{dW}	9,78	2,00
Longitudes equivalentes:		
Longitud real	157,50	57,60
Ancho ocupado	31,50	57,60
Longitudes de cálculo:		
Longitud para C_{dL}	157,50	57,60
Longitud para C_{dW}	31,50	57,60

Para ambos casos el coeficiente de descarga depende de la carga hidráulica, los resultados indican que:



el vertedero WES a medida que aumenta la carga hidráulica logra maximizar su coeficiente descarga $C_{dL} = C_{dW} = 2,18$. En cambio el vertedero PKW a cargas hidráulicas bajas logra alcanzar un $C_{dW} = 9,78$ o su equivalente $C_{dL}=1,96$; sin embargo, a medida que la carga hidráulica aumenta este coeficiente tiende a reducirse, debido a la pérdida de longitud de cresta desarrollada, esto por la interferencia del flujo que sale por los laterales y llave de salida. Por este fenómeno, diseñar un PKW para cargas hidráulicas altas no es conveniente. A continuación, se muestran los porcentajes de reducción del coeficiente de descarga respecto a la relación **carga – altura** y **carga – ancho llave de salida**.

H/P	H/W _o	% de reducción
0,16 – 0,24	0,33 – 0,50	0 - 23
0,24 – 0,48	0,50 – 1,00	23 - 51
0,48 – 0,72	1,00 – 1,50	51 - 61

a pesar de esta reducción hasta en un 61%, con un $C_{dW} = 3,86$, este valor es mucho mayor al del WES $C_{dW} = 2,00$. Pero no es bueno superar ratios $H/P = 0,48$ y $H/W_o=1,00$; caso contrario el PKW funciona como un cimacio, es decir, este pierde su capacidad de descarga por las crestas laterales debido a la sumergencia, en esos casos es mejor diseñar un WES con su característico perfil hidrodinámico.

- Con base a resultados obtenidos, un PKW logro disminuir un 58,78% para una relación máxima $H_u/P = 0,48$, el PKW solo usa el 41,22% del ancho requerido por un WES. Para rangos $0,19 \leq H_u/P \leq 0,48$ los porcentajes de reducción resultaron desde 79,47% al 58,78%, observándose que a menor carga hidráulica se tiene mayor reducción de ancho.

7. Las simulaciones CFD corroboraron que un PKW tiene velocidades no erosivas, y sostiene presiones positivas en el rango estudiado $0,16 < H/P < 0,48$ y $0,33 < H/W_o < 1,00$, suprimiendo así el peligro de cavitación debido a su mecanismo combinado de aireación natural y artificial. En lo que se refiere al tipo WES, debido a su perfil hidrodinámico estos parámetros son controlados.
8. El PKW tuvo un rendimiento superior al del WES en la laminación de crecidas, pues con un 45% menor de ancho, logro realizar el tránsito trabajando con cargas más bajas y produciendo un borde libre mucho mayor, para un $T = 1000$ años un 66% mayor que el WES, lo cual mejora considerablemente la seguridad de la presa.
9. Se determinó que la ecuación propuesta por Ribeiro et al. (2012) fue la que exhibió el mejor ajuste al vertedero PKW estudiado. Este modelo resulta particularmente adecuado, ya que incorpora los parámetros recomendados por la ICOLD y considera variables esenciales, tales como la presencia de parapetos y crestas de perfil semi redondeado, a diferencia de otras formulaciones que se sustentan en la simplificación de crestas planas, sin embargo, su límite de aplicación mínimo $H/P > 0,16$.
10. Se determinó del análisis comparativo que la demanda de caudal de aire para aireación en un PKW entre los resultados CFD y la ecuación de Vermeulen et al. (2017), que esta última predice con un margen de seguridad dicha demanda, sin embargo, asegurar que la aireación se dará sin interferencias es un análisis aparte debido a que se debe garantizar que haya un bolsón de aire para que eso sea posible.
11. En cuando a la disipación de energía del PKW, cuando este descarga sus aguas hacia una conducción de pendiente mucho menor a las llaves de salida se produce un resalto hidráulico, si la pendiente de la conducción es igual o mayor a las llaves de salida no habrá resalto hidráulico. De los modelos PKW M1 y M2, la configuración M2 fue especialmente beneficiosa, en cuanto a la aireación, pues debido a su disposición logró prevenir interferencias de los dispositivos de aireación con el resalto hidráulico en caudales por encima de 300 a 400 m³/s, lo que garantiza condiciones seguras incluso en situaciones extremas. Sin embargo, esta configuración solo es necesaria y aplicable cuando el PKW descarga sus aguas hacia una conducción que tenga menor pendiente con respecto a las llaves de salida. La configuración M1 es aplicable cuando la pendiente de la conducción es igual o mayor al de las llaves de salida, en

el caso de que la pendiente del canal sea menor al de las llaves de salida, como máximo se debe tener ratios $H/P < 0,36$ y $H/W_o < 0,75$ para garantizar que no haya interferencia de los dispositivos de aireación.

12. El análisis permitió verificar que la presencia del PKW no ejerce influencia alguna sobre el desempeño hidráulico de la rápida y el cuenco amortiguador. Estos operan de manera independiente al PKW, cuyo rol se circunscribe al transporte del caudal evacuado.
13. Del análisis realizado se da a conocer que las secciones de la transición y canal rápida construidas son insuficientes para operar los caudales de diseño y por lo tanto la capacidad necesaria para operar el caudal para las que fueron diseñadas. En otras palabras, en caso de una crecida importante, la infraestructura actual podría verse sobrepasada, con las consiguientes consecuencias negativas para la seguridad y la funcionalidad de la obra. Esto se debe a que las componentes del aliviadero (transición y rápidas) no fueron construidas con las dimensiones con las cuales fueron diseñadas.
14. Es posible aplicar el vertedero PKW, en proyectos que necesiten mejorar la capacidad de descarga debido a restricciones de espacio o de carga hidráulica, pero es crucial incluir dispositivos de aireación artificial para evitar cavitación en cargas altas.
15. Es posible su aplicación sobre vertederos existentes para mejorar su capacidad de descarga y que se ven en riesgo de colapsar, debido a los efectos climáticos.
16. De la investigación se refuerza la importancia de utilizar la simulación CFD en estos tipos de análisis **a manera de realizar un acompañamiento** a toda la teoría de la hidráulica, ayudando a describir fenómenos que no se logra describir con la pura teoría debido a su complejidad, por ejemplo es mediante la CFD que se pudo determinar las velocidades, presiones y carga hidráulica del vertedero PKW, así mismo al usarse la CFD con todas las recomendaciones, configuraciones y modelos se logra describir los fenómenos físicos que se producen en el dominio de estudio ya que la CFD tiene su sustento Físico-Matemático.

5.2 Recomendaciones.

1. Que se analice su aplicación en una presa de tierra con vertedero lateral, con escurrimiento superficial.
2. De acuerdo a las normativas de la ICOLD se recomienda aplicar los criterios de seguridad de presas.
3. Es importante, analizar para un mejor funcionamiento hidráulico, que el ancho del vertedero aguas abajo se mantenga constante.