

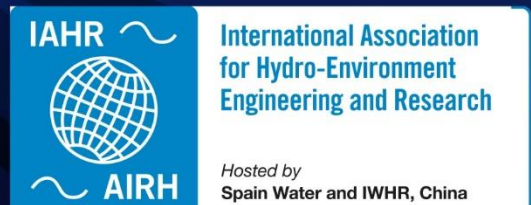
XXX CLH

CONGRESO LATINOAMERICANO
DE HIDRAULICA | BRASIL | 2022

ANALES

- VOLÚMEN 1 -

MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA
FUNDAMENTAL



Organizadores

Dr. Cristiano Poletto - UFRGS (Presidente)
Dr. José Gilberto Dalfré Filho - UNICAMP
Dr. André Luís Sotero Salustiano Martim - UNICAMP

**ANALES DEL
XXX CONGRESO LATINOAMERICANO DE
HIDRÁULICA 2022**

**- VOLÚMEN 1 -
MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA
FUNDAMENTAL**



Madrid – España
2023

Copyright © 2023, by IAHR Publishing.

Derechos Reservados en 2023 por **IAHR Publishing.**

Montaje: Cristiano Poletto

Organización General de la Obra: Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho;
André Luís Sotero Salustiano Martim

Maquetación: Juliane Fagotti; Cícero Manz Fagotti

Relectura General: Elissandro Voigt Beier

Portada: Juliane Fagotti

Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho; André Luís Sotero Salustiano Martim
(Organizadores)

ANALES del XXX Congreso Latinoamericano de Hidráulica – VOLÚMEN 1 –
MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL / Organizadores:
Cristiano Poletto; José Gilberto Dalfré Filho; André Luís Sotero Salustiano Martim –
MADRI, España: IAHR Publishing, 2023.

380p.: il.;

ISBN • 978-90-832612-2-5

*ES AUTORIZADA la libre reproducción, total o parcial, por cualquier medio, sin
autorización escrita del Editor o de los Organizadores.*

REALIZACIÓN



**International Association
for Hydro-Environment
Engineering and Research**

Hosted by
Spain Water and IWHR, China

COMITÉ ORGANIZADOR



ORGANIZAÇÃO

office
EVENTOS


SERATA
Arquitetura de Eventos


DESIGN INFORMÁTICA
EVENTOS CONSULTING

PATROCINADORES

 Grupo
construserv
águas • energia

 **OVERTECH**[®]
Soluções Tecnológicas
www.overtchidro.com.br

 **CAPES**

 **CNPq**
Conselho Nacional de Desenvolvimento
Científico e Tecnológico

MACCAFERRI

 **ProfÁgua**
Mestrado Profissional em Rede Nacional
em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos

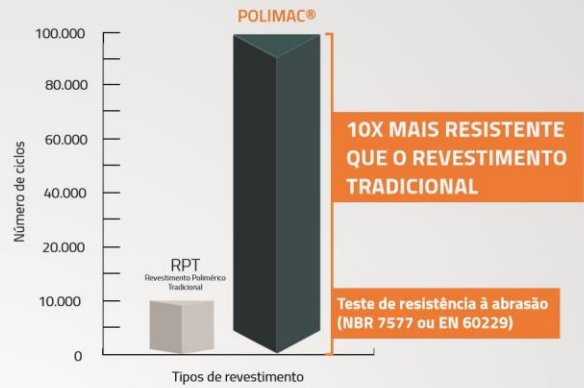
PoliMac®

A nova tecnologia **PoliMac®** para soluções em malha de dupla torção é um composto polimérico inerte que possui alta resistência à abrasão. É capaz de resistir às condições mais severas, como: danos mecânicos e químico altamente agressivos, exposição à radiação ultravioleta e baixas temperaturas.

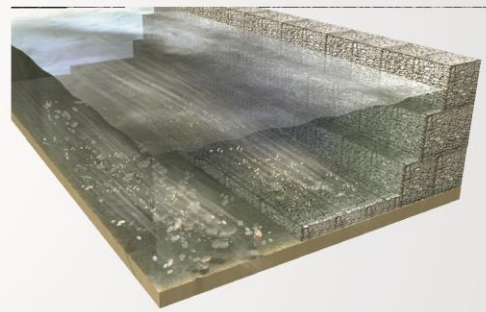


Revestimento **PoliMac®**
(com identificação personalizada)

- 1** Revestimento metálico de longa vida útil GalMac® 4R
- 2** Revestimento intermetálico
- 3** Alma de aço BTC* *Baixo teor de Carbono



Os Gabiões **PoliMac®** foram desenvolvidos para resistir ao desgaste por abrasão. O aumento da precipitação pluviométrica extrema combinadas com erosões, elevam o transporte de sedimentos pelos rios. O efeito do desgaste do material em contato com as partículas em suspensão é uma das principais preocupações em obras hidráulicas.





OVERTECH[®]
Soluções Tecnológicas

**SOLUÇÕES INTEGRADAS POR MEIO DE SERVIÇOS E PRODUTOS
PARA AS ÁREAS DE HIDROMETEOROLOGIA E METEOROLOGIA**

- 01 ANEMÔMETRO, BARÔMETRO, TEMPERATURA E RH
- 02 PIRANÔMETRO
- 03 ANTENA SATELITAL
- 04 PAINEL SOLAR
- 05 GABINETE (DATALOGGER, TRANSMISSOR G0ES, CONTROLADOR DE CARGA, BATERIA, SISTEMA DE PROTEÇÃO)
- 06 PLUVIÔMETRO
- 07 LIMNIMETRO



BATIMETRIA

DEFINIÇÃO DA RELAÇÃO COTA-ÁREA-VOLUME / PROJEÇÃO DE VIDA ÚTIL DO RESERVATÓRIO

HIDROMETRIA

LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO / MEDIÇÃO DE DESCARGA LÍQUIDA / NIVELAMENTO GEOGRÁFICO / DETERMINAÇÃO DA CURVA DE DESCARGA LÍQUIDA / ELABORAÇÃO DE RELATÓRIOS

HIDROMETEOROLOGIA

SENSORES DE NÍVEL E VAZÃO / SENSORES DE NÍVEL SHAFT ENCODER / RÉGUAS LIMNIMÉTRICAS / RN'S (REFERENCIAIS DE NÍVEL) / PROJETOS, LAUDOS TÉCNICOS E RELATÓRIOS DE INSTALAÇÃO DE REDES HIDROMETEOROLÓGICAS

METEOROLOGIA

TERMÔMETROS / PIRANÔMETROS / PLUVIÔMETROS / ANEMÔMETROS / SENSORES DA UMIDADE RELATIVA (RH) E TEMPERATURA DO AR / BARÔMETROS / DEMAIS SENSORES RELACIONADOS

QUALIDADE DA ÁGUA

DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS IN SITU / COLETA DE AMOSTRAS PARA ANÁLISE LABORATORIAL / EMISSÃO DE LAUDOS / SONDAS DE QUALIDADE DE ÁGUA

SEDIMENTOMETRIA

COLETA DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO / COLETA DE SEDIMENTOS DE FUNDO / COLETA DE SEDIMENTOS DE ARRASTE / ANÁLISES LABORATORIAIS / DETERMINAÇÃO DA CURVA DE SÓLIDOS TOTAIS

TELEMETRIA

CONSULTORIA E IMPLANTAÇÃO DE REDES TELEMÉTRICAS / INSTALAÇÃO DE ESTAÇÕES HIDROMETEOROLÓGICAS AUTOMÁTICAS / AUDITORIA E INSPEÇÃO DE REDES DE MONITORAMENTO / MANUTENÇÕES CORRETIVAS E PREVENTIVAS / CALIBRAÇÃO E REPARO DE SENSORES

DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARES

DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARES PERSONALIZADOS / SOFTWARES PARA RECEPÇÃO, TRATAMENTO E DISPONIBILIDADE DE DADOS

REPRESENTANTE EXCLUSIVA

STEVENS
MEASUREMENTS TO MIND

Nesa Srl
Environmental Monitoring Systems

PRODUTOS IDEALIZADOS DE ACORDO COM AS NECESSIDADES DA SUA EMPRESA:

HIDROMETEOROLOGIA



SENSORES DE NÍVEL E VAZÃO / SENSORES DE NÍVEL SHAFT ENCODER
RÉGUAS LIMNIMÉTRICAS / RN'S (REFERENCIAIS DE NÍVEL)
SONDAS DE QUALIDADE DE ÁGUA

METEOROLOGIA



TERMÔMETROS / PIRANÔMETROS / PLUVIÔMETROS / ANEMÔMETROS
SENSORES DE UMIDADE RELATIVA (RH) E TEMPERATURA DO AR / BARÔMETROS
DEMAIS SENSORES RELACIONADOS

DATALOGGERS



DL 3000 / DLIGHT LOGGER / OVERLOGGER

TELEMETRIA



OVERGPRS / SATCOMM (G0ES) / REDE ETHERNET

QUALIDADE DO SOLO



POGO / HYDRA PROBE II / SENSORES DE TEMPERATURA DO SOLO

SISTEMAS DE ALERTAS



ESTAÇÃO DE SIRENES



ProfÁgua

Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos

Sobre o ProfÁgua

O ProfÁgua é um curso de mestrado stricto sensu, GRATUITO, na área de ciências ambientais, que proporciona ampla formação aos profissionais, aliando teoria e prática, de modo a aumentar a eficácia de sua atuação na área de recursos hídricos.

Acesse nosso site:



Mais informações

(18) 3743 - 1978 (ramal 1917 ou 1921)
profagua@unesp.br

ÁREAS DE CONCENTRAÇÃO

- 1. Instrumentos da Política de Recursos Hídricos
- 2. Regulação e Governança de Recursos Hídricos

Linhas de pesquisa

- 1.1 Ferramentas Aplicadas aos Instrumentos de Gestão de Recursos Hídricos
- 1.2 Metodologias para Implementação dos Instrumentos de Gestão de Recursos Hídricos
- 2.1 Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos
- 2.2 Segurança Hídrica e Usos Múltiplos da Água



| SUMÁRIO |

EFFECTO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN CANAL EN LA ESTABILIDAD HIDRODINÁMICA	12
MODELO NUMÉRICO DE TURBULENCIA EN UNA POZA DISIPADORA AGUAS ABAJO DE UN BARRAJE MÓVIL.....	23
SIMULACIÓN DE FLUJOS AUTO-AIREADOS DE ALTA CONCENTRACIÓN CON UN MODELO DE MEZCLA DE TRES FASES.....	34
MODELAGEM NUMÉRICA COMPUTACIONAL PARA O DIAGNÓSTICO DE DEFEITOS EM UMA UNIDADE GERADORA – ESTUDO DE CASO CERAN	36
VALIDAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL MFSIM ADAPTADO PARA MODELAGEM NUMÉRICA EM TURBOMÁQUINAS – ESTUDO DE CASO FOZ DO CHAPECÓ	38
MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA ESTUDO DE DISTRIBUIÇÃO DE VAZÃO VOLUMÉTRICA EM VERTEDORES LABIRINTOS DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO.....	40
BANCADA PARA O ESTUDO DE AUTOMAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA UTILIZANDO ARDUINO.....	52
AValiação NUMÉRICA DE ESFORÇOS HIDRODINÂMICOS EM COMPORTAS SEGMENTO AFOGADAS ...	54
ESTRATÉGIA DE EXPANSÃO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA SOB A ÓPTICA DE REDES COMPLEXAS E INTERVENÇÃO DE ENGENHARIA.....	64
AN IOT BASED LOW-COST TURBIDITY PROBE AND THE INFLUENCE OF COLOR LIGHT EMITTER AND MICROCONTROLLER RESOLUTION	76
MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UM RESSALTO HIDRÁULICO UTILIZANDO OPENFOAM	78
MEDIÇÃO DE PERFIL DE VELOCIDADE DE FLUIDO VISCOPLÁSTICO: APLICAÇÃO DA FUNÇÃO CWT 2D NA ANÁLISE DE VELOCIMETRIA STIV	87
OPENFOAM TDG MODEL APPLIED IN COLÍDER DAM CASE.....	104
INVESTIGATION OF BED LIQUEFACTION IN HYDRAULIC EVOLUTION OF EXPERIMENTAL TURBIDITY CURRENTS.....	113
ANALISE DE DISPOSITIVOS DE PROTEÇÃO CONTRA OS TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS NA ADUTORA SARPCJ NO TRECHO PEDREIRA - CAMPINAS.....	115
APLICAÇÃO DE MODELAGENS FÍSICA E COMPUTACIONAL EM ENSAIO DE DESVIO DE RIO	126
IMPLANTAÇÃO DE DISPOSITIVO DE CAVITAÇÃO EM LABORATÓRIO DE HIDRÁULICA PARA ESTUDO DE SUPERFÍCIES DE CONCRETO	135
COMPARAÇÃO DE LÂMINA DE ÁGUA DE MODELO FÍSICO 1:40 FRENTE A METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE AERAÇÃO EM CALHAS EM DEGRAUS.....	144
PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DA ADUTORA PEDREIRA - CAMPINAS	152
CARACTERIZACIÓN DEL PUNTO DE INICIO DE AIREACIÓN EN UN MODELO FÍSICO A GRAN ESCALA DE UN VERTEDOR ESCALONADO CON DESCARGA CONVERGENTE	154
APROXIMACIÓN NUMÉRICA A LA DINÁMICA DE LA INTERFASE DE UN FLUIDO ESTRATIFICADO DEBIDO AL ESFUERZO DE CORTE EN LA SUPERFICIE	166
ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA SOCAVACIÓN EN UN LECHO GRANULAR AGUAS ABAJO DE UN LECHO FIJO PRODUCTO DE UN PULSO ALUVIONAL.....	168

ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO DE LA TOPOGRAFÍA ADQUIRIDA CON SISTEMAS AÉREOS NO TRIPULADOS (UAS) EN MODELACIÓN HIDRÁULICA 1D Y 2D	170
IMPLEMENTACIÓN DE LA TÉCNICA LSPIV PARA AFORAR UNA CUENCA ALTAMENTE CONTAMINADA....	180
SIMULACIÓN DE FLUJOS TURBULENTOS ALREDEDOR DE UN OBSTÁCULO DE GEOMETRÍA VARIABLE CON LA HERRAMIENTA OPENFOAM.....	192
ANÁLISIS DE TURBULENCIA, VÓRTICES Y TENSIONES DE CORTE EN EL ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN PUENTES, MEDIANTE CFD	203
REDUCCIÓN DEL ESPACIO DE BÚSQUEDA EN LA OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO MEDIANTE ALGORITMOS EVOLUTIVOS	209
DEFINIÇÃO PARA O COMPRIMENTO DO RESSALTO HIDRÁULICO EM CANAIS RETANGULARES EMPREGANDO A DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL	211
RELAÇÕES ADIMENSIONAIS PARA O DIMENSIONAMENTO DE BACIA DE DISSIPACÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO A JUSANTE DE CANAIS EM DEGRAUS CONSTRUÍDOS COM GABIÕES.....	221
ROLLER LENGTH OF LOW FROUDE NUMBER HYDRAULIC JUMPS VIA COMPUTATIONAL FLUID DYNAMICS	232
ESTUDO EXPERIMENTAL DE BANCADA DE BOMBAS: CARACTERIZAÇÃO OPERACIONAL DE BOMBAS DE ROTAÇÃO VARIÁVEL	240
INVESTIGAÇÃO DO PROCESSO DE AERAÇÃO EM ESCOAMENTOS DE ALTA VELOCIDADE COM O USO DA DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL	242
DEFINIÇÃO FÍSICA E ESTATÍSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS LATERAIS DE VERTEDOUROS EM DEGRAUS COM 1V:1H.....	254
ANALYSIS OF DISCHARGE ESTIMATION METHODS FOR SUBMERGED CONTROLLED FLOW ON SPILLWAY	262
INFLUENCIA DE PATRONES SEMIESFÉRICOS COMO ACABADO SUPERFICIAL EN PILAS DE PUENTE CON DIFERENTE SECCIÓN TRANSVERSAL	269
OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA CÁMARA DE CONTACTO EN “EDAR-BAJO GRANDE”, CÓRDOBA, ARGENTINA.....	279
INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO EM ESCOAMENTOS TIPO “DAM BREAK” DE FLUIDOS NÃO NEWTONIANOS.....	291
INFLUENCIA DE MACRORRUGOSIDADES EN EL CAMPO DE VELOCIDADES SUPERFICIALES.....	302
ESTUDIO DE CORRELACIÓN CRUZADA EN UN FLUJO A SUPERFICIE LIBRE	304
CAZADORES DE CRECIDAS: USO DE ESTACIONES FIJAS DE LSPIV PARA LA CUANTIFICACIÓN DE CAUDALES LÍQUIDOS EN CURSOS FLUVIALES. CASO: RÍO SUQUÍA, CÓRDOBA, ARGENTINA.....	313
AVALIAÇÃO DE MODELOS DE TURBULÊNCIA PARA ANÁLISE DE PRESSÕES MÉDIAS EM SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE RESSALTO HIDRÁULICO	316
DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE ESCOAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS POR REÔMETROS	324
MODELO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO PARA DETERMINAR LAS ZONAS DE PELIGROSIDAD EN PEATONES POR INUNDACIONES PLUVIALES.....	336
TESTE DE METODOLOGIAS DE <i>MACHINE LEARNING</i> E <i>DEEP LEARNING</i> APLICADOS À MODELAGEM DE CHUVA – VAZÃO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO BANANAL.....	338
O MÉTODO CORRETO DE PUBLICAÇÃO DE PESQUISAS CIENTÍFICAS EM CIÊNCIAS HIDRÁULICAS.....	350

CALIBRAÇÃO DO COEFICIENTE DE DISPERSIVIDADE LONGITUDINAL ATRAVÉS DE MÉTODO EXPERIMENTAL ASSOCIADO AO MÉTODO ITERATIVO DO GRADIENTE DE CONCENTRAÇÃO	357
SIMULACIÓN MEDIANTE DES DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE CORTE EN UN CANAL CURVO CON FONDO PLANO	368
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA Y DE TRANSPORTE DE SUSTANCIAS EN AGUAS COSTERAS E INTERIORES	370
MÉTODO SIMPLIFICADO PARA OBTENÇÃO DA LÂMINA D'ÁGUA EM TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR EM ESCOAMENTO UNIFORME.....	372

EFFECTO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN CANAL EN LA ESTABILIDAD HIDRODINÁMICA

1^{er}. Víctor M. Ponce, 2^{do}. Andrea C. Scott y 3^{er}. Jhonath W. Mejía

Universidad Estatal de San Diego, California, EE.UU.

RESUMEN:

Se realiza un estudio del efecto de la forma de la sección transversal sobre la estabilidad hidrodinámica del flujo de superficie libre. Las variables que controlan el proceso son el exponente β de la curva de gasto, el número de Froude F y el número de Vedernikov V . Se especifica un canal empinado y revestido para el análisis. El caudal de diseño seleccionado es $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, con pendiente de fondo $S = 0.06$ y n de Manning = 0.025, condiciones similares a las del río Huayñajahuira, en La Paz, Bolivia, en el cual las ondas de rollo se repiten con preocupante regularidad. El programa de ensayos considera la variación del ancho del fondo b en el rango $5 \geq b \geq 1$, a intervalos de 1 m, y la pendiente lateral z en el rango $0.25 \geq z \geq 0$, a intervalos de 0.05. La calculadora en línea *canal en línea 15b* se utiliza para calcular las variables hidráulicas, lo cual culmina en los valores del exponente de la curva de gasto β , el número de Froude F , y el número de Vedernikov V para cada uno de treinta (30) casos considerados. Los resultados muestran de manera concluyente que a medida que el ancho del canal b se reduce de 5 a 1 m, y la pendiente lateral z se reduce de 0.25 a 0, los valores de β , F y V se reducen, primero gradualmente y luego de manera pronunciada, a medida que $z \rightarrow 0$, con el valor asintótico $z = 0$ correspondiente a un canal rectangular. En una aplicación dada, estos hallazgos pueden usarse para determinar los valores óptimos de ancho de fondo b y pendiente lateral z para asegurar que $V < 1$ y, por lo tanto, evitar la inestabilidad hidrodinámica del flujo y las ondas de rollo asociadas.

ABSTRACT:

A study of the effect of cross-sectional shape on free-surface channel hydrodynamic stability is accomplished. At the outset, the rating exponent β , Froude number F , and Vedernikov number V are identified as the controlling variables. A steep, lined channel is specified for the analysis. The selected design discharge is $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, with bottom slope $S = 0.06$ and Manning's $n = 0.025$, closely resembling the flow conditions of the Huayñajahuira river, in La Paz, Bolivia, where roll waves have been shown to recur with worrisome regularity. The testing program considers the variation of the bottom width b in the range $5 \geq b \geq 1$, at 1-m intervals, and the side slope z in the range $0.25 \geq z \geq 0$, at 0.05 intervals. The online calculator *onlinechannel15b* is used to calculate the relevant hydraulic variables, culminating in the values of rating exponent β , Froude number F , and Vedernikov number V for each of thirty (30) cases. The results show conclusively that as the channel width b is reduced from 5 to 1 m, and the side slope z reduced from 0.25 to 0, the values of β , F , and V are reduced, first gradually and then sharply, as $z \rightarrow 0$, with the asymptotic value $z = 0$ corresponding to a rectangular channel. For a given design application, these findings may be used to determine optimal geometric cross-sectional values b and z in order to assure that $V < 1$ and, therefore, avoid flow hydrodynamic instability and the associated roll waves.

PALABRAS CLAVES: Flujo en canales abiertos; estabilidad hidrodinámica; número de Vedernikov; número de Froude; exponente de la curva de gasto; ondas de rollo; ondas pulsantes.

INTRODUCCIÓN

La inestabilidad de la superficie libre en el flujo en canales abiertos generalmente se manifiesta por el desarrollo de ondas de rollo, llamadas así por su nombre en Inglés *roll waves*. Éstas son una característica de un flujo inestable, usualmente asociado con canales empinados y revestidos, cuando el número de Vedernikov V es mayor o igual a 1 ($V \geq 1$) (Ponce, 2014b). Sin embargo, se puede demostrar que el desarrollo actual de una onda de rollo depende principalmente de la forma de la sección transversal, ya sea trapezoidal, rectangular o triangular. Para una sección transversal dada, existe una relación única entre el exponente β de la curva de gasto (la relación caudal Q vs. área de flujo A) y la razón V/F , en la cual F = número de Froude (Ponce y Choque Guzmán, 2019).

En algunas circunstancias, los eventos de ondas de rollo pueden ser de tal magnitud que pongan en peligro la vida y la propiedad. Este hecho es confirmado por las ondas pulsantes o de rollo que ocurren con preocupante regularidad en el río Huayñajahuira, en La Paz, Bolivia, como se muestra en la Fig. 1.



Figura 1.- Evento de onda pulsante o de rollo en un tramo canalizado del río Huayñajahuira, en La Paz, Bolivia, el 11 de diciembre de 2021 (Cortesía del Ing. Jorge Molina Carpio).

Observamos que el diseño de un canal revestido para el control de ondas de rollo puede lograrse mediante una elección juiciosa de la forma de la sección transversal. Con este fin, es necesario elegir, en la etapa de diseño, una forma de canal que reduzca efectivamente el número de Vedernikov por debajo del valor de 1 ($V < 1$). Por lo tanto, el enfoque de diseño debe centrarse en el valor de β , el exponente de la curva de gasto, parámetro definido en términos de V/F .

En este artículo usamos la calculadora *canal en línea 15b*, la cual determina los valores de β , F y V para un canal prismático (Ponce y Boulomytis, 2021). Corremos la calculadora para una serie de formas de sección transversal, incluidas trapezoidales y rectangulares, manteniendo constantes las siguientes variables: (1) caudal Q , (2) n de Manning, y (3) pendiente de fondo S . El efecto de la forma de la sección transversal se examina corriendo la calculadora para varios valores apropiados de pendiente lateral z (z H: 1 V), y una serie de anchos de fondo b , fijando la profundidad de flujo y para que corresponda con el caudal Q adoptado.

El objetivo es examinar el comportamiento y la sensibilidad de las variables hidráulicas a los números de Froude F y de Vedernikov V , y al valor asociado de β . En la práctica, se puede demostrar que la estabilidad hidrodinámica se alcanza para valores de β cercanos pero superiores a 1. Por lo tanto, la sección transversal óptima, desde el punto de vista de la estabilidad, corresponde al valor más bajo de β , superior a 1, que sea compatible con el costo del proyecto, las dimensiones sobre el terreno, y otras consideraciones afines.

ANTECEDENTES

La teoría de la estabilidad hidrodinámica del flujo en canales abiertos se debe a Vedernikov (1945). Varios años más tarde, Craya aclaró el criterio de Vedernikov al establecerlo en términos de la celeridad de las ondas (Craya, 1952). El criterio de Vedernikov-Craya establece que las ondas de rolo se formarán cuando la celeridad de Seddon iguale o exceda la celeridad de Lagrange, es decir, cuando la celeridad de la onda cinemática, gobernada por las fuerzas gravitacional y de fricción, iguale o exceda la celeridad de la onda dinámica, gobernada por fuerzas de inercia y del gradiente de presiones. En este caso, el número de Vedernikov es mayor o igual a 1: $V \geq 1$. Por el contrario, cuando $V < 1$, las ondas dinámicas viajan más rápido que las ondas cinemáticas y, en consecuencia, el flujo permanece estable.

En 1907, Cornish mostró, aparentemente por primera vez, una fotografía del fascinante fenómeno en un artículo publicado en el *Journal of the Royal Geographical Society* (Fig. 2) (Cornish, 1907). En 1948, Powell bautizó el concepto, al afirmar: "Este criterio, al que llamo número de Vedernikov..." (Powell, 1948). Posteriormente, Ven Te Chow se refirió al fenómeno como la "inestabilidad del flujo uniforme", lo que implica que, bajo ciertas condiciones, el flujo puede volverse inestable y romperse en un tren de ondas (Chow, 1959: Sección 8.8).

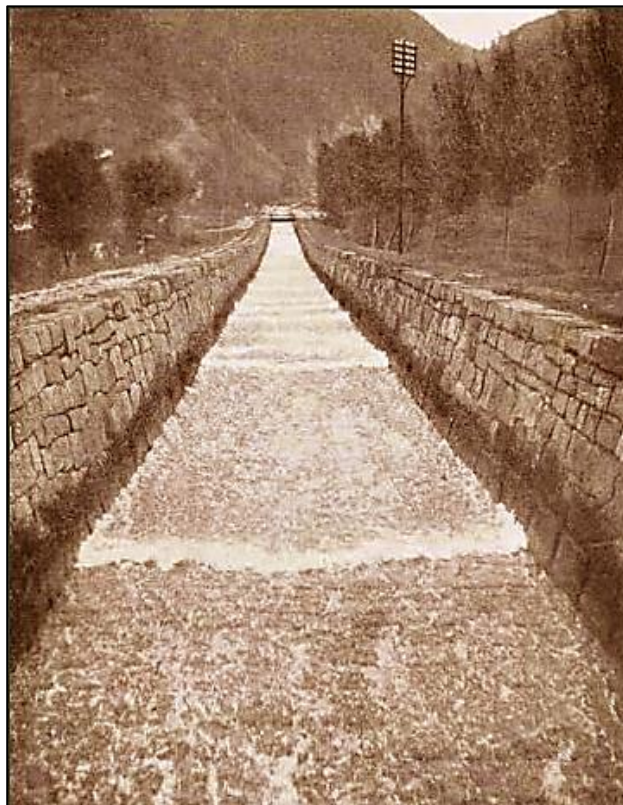


Figura 2.- Tren de ondas de rolo observadas en un canal en los Alpes suizos a principios del siglo XX (Cornish, 1907).

Los roles de la masa y la energía son fundamentales para comprender el desarrollo de las ondas de rollo. Mientras que las ondas cinemáticas transportan masa, las ondas dinámicas transportan energía (Lighthill y Whitham, 1955). Por lo tanto, las ondas de rollo ocurren cuando la celeridad de transporte de masa supera a la de transporte de energía. Bajo esta óptica, las ondas de rollo son vistas como una curiosa manifestación física de la preponderancia del transporte de masa sobre el transporte de energía en el flujo no permanente en canales abiertos (Ponce y Choque Guzmán, 2019).

RELACIÓN ENTRE β Y V/F

Hay tres velocidades características en la hidráulica de canales abiertos (Ponce, 1991):

- La velocidad media u del flujo permanente normal, expresada por Manning o Chezy;
- La velocidad relativa v de la onda cinemática, expresada por la celeridad de Seddon;
- La velocidad relativa w de la onda dinámica, expresada por la celeridad de Lagrange.

Estas tres velocidades sólo pueden definir dos proporciones, o números adimensionales independientes, a saber, los números de Froude y Vedernikov (Ponce, 2014a). El número de Froude es la relación entre la velocidad media del flujo normal u y la celeridad relativa de la onda dinámica w :

$$F = \frac{u}{w} = \frac{u}{(gD)^{1/2}} \quad [1]$$

en la cual D = profundidad hidráulica ($D = A/T$); A = área de flujo; T = ancho superior; y g = aceleración de la gravedad (Ponce y Choque Guzmán, 2019; Ponce y Boulomytis, 2021).

El número de Vedernikov es la relación entre la celeridad relativa de la onda cinemática v y la celeridad relativa de la onda dinámica w :

$$V = \frac{v}{w} = \frac{(\beta - 1)u}{(gD)^{1/2}} \quad [2]$$

La tercera relación, la cual es función de las otras dos, es la celeridad relativa adimensional de la onda cinemática v/u , expresada de la siguiente manera (Ponce y Choque Guzmán, 2019):

$$\frac{v}{u} = \beta - 1 = \frac{V}{F} \quad [3]$$

El número de Froude de estabilidad neutra F_{ns} es el que corresponde al número de Vedernikov $V = 1$. Por lo tanto, el número de Froude de estabilidad neutra es función únicamente de β , el exponente de la curva de gasto:

$$F_{ns} = \frac{1}{\beta - 1} \quad [4]$$

La Tabla 1 muestra los valores correspondientes de β y F_{ns} para tres formas de sección transversal asintótica y dos tipos de fricción. La forma del canal inherentemente estable ha sido documentada, primero por Liggett (1975), y luego por Ponce y Porrás (1995) (Fig. 3).

Tabla 1.- Valores de β y F_{ns} correspondientes a tres secciones transversales asintóticas.

Sección transversal asintótica	Tipo de fricción	β	F_{ns}
Hidráulicamente ancha	Manning	5/3	3/2
	Chezy	3/2	2
Triangular	Manning	4/3	3
	Chezy	5/4	4
Inherentemente estable	Manning o Chezy	1	∞

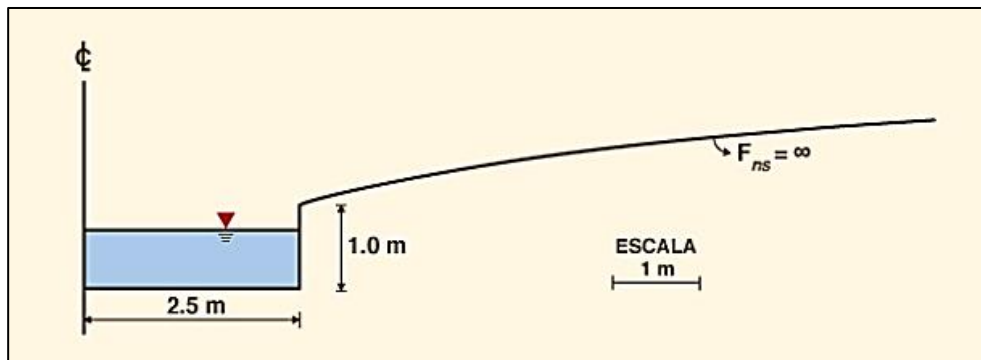


Figura 3.- Sección transversal de un canal inherentemente estable.

La Ecuación 4 muestra que conforme $\beta \rightarrow 1$, el número de Froude de estabilidad neutra $F_{ns} \rightarrow \infty$. En la práctica, sin embargo, el número de Froude está limitado por la cantidad demostrablemente finita de la fricción de fondo, por lo que los números máximos de Froude no exceden, de manera realista, un valor en el rango de 25-30. Por lo tanto, el canal inherentemente estable debe considerarse teórico.

Sin embargo, lo que es más importante, ciertas formas de sección transversal que presentan valores de β cercanos pero superiores a 1, dan como resultado un aumento real en el valor del número de Froude de estabilidad neutra F_{ns} , lo que reduce efectivamente la probabilidad de que el flujo se vuelva inestable. Este razonamiento se considera en este artículo: Encontrar la óptima forma de la sección transversal, típicamente trapezoidal, que sea tanto práctica como estable.

PROGRAMA DE ENSAYOS

La calculadora canalene15b calcula el valor de β , el exponente de la curva de gasto, correspondiente a una sección rectangular, trapezoidal o triangular. La calculadora requiere los siguientes datos de entrada (Fig. 4):

- Ancho de fondo b
- Profundidad de flujo y
- Pendiente lateral z_1
- Pendiente lateral z_2
- n de Manning
- Pendiente de fondo S .

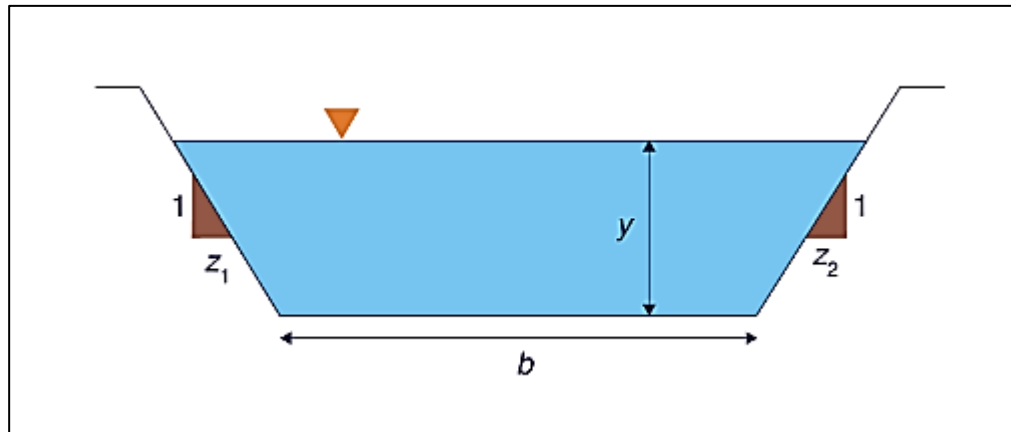


Figura 4.- Diagrama de definición para una sección transversal trapezoidal, rectangular, o triangular.

Al principio, para cada aplicación, determinar los valores aplicables de n de Manning y pendiente de fondo S . La metodología consta de los siguientes pasos:

- Seleccionar un valor apropiado de caudal de diseño Q ;
- Seleccionar un conjunto de valores apropiados de las pendientes laterales z_1 y z_2 ;
- Determinar un conjunto de prueba de valores del ancho inferior b ;
- Usando la calculadora en línea, para cada valor de ancho de fondo b , calcular, por prueba y error, la profundidad de flujo y correspondiente al caudal Q ; y ;
- Tomar nota del resultado de la calculadora en línea, el cual consta de lo siguiente: (a) confirmación del valor del caudal Q ; (b) velocidad de flujo v ; (c) número F de Froude; (d) exponente de la curva de gasto β ; (e) número de Froude de estabilidad neutra F_{ns} ; y (f) número de Vedernikov V .

Teniendo en cuenta las consideraciones de estabilidad ($V < 1$) o inestabilidad ($V > 1$) del flujo, los resultados se analizan para elegir la forma de sección transversal óptima, compatible con consideraciones de costo y restricciones existentes en el sitio.

DATOS DE ENTRADA:	CÁLCULOS INTERMEDIOS:	RESULTADOS:
Corriente o río (opcional): <input type="text" value="Ensayo 220616"/>	Unidades seleccionadas: SI (métricas)	Corriente o río (opcional): Ensayo 220616
Seleccione: <input type="radio"/> Unidades SI (métricas) <input type="radio"/> Unidades EE.UU.	Aceleración de la gravedad g : 9.806 m s ⁻²	Descarga/caudal Q : 100.0 m ³ s ⁻¹
Ancho de fondo b : <input type="text" value="5"/> m	Constante C : 1	Velocidad de flujo v : 10.48 m s ⁻¹
Profundidad de flujo y : <input type="text" value="1.754"/> m	Perímetro mojado P : 8.615 m	Número de Froude F : 2.62
Pendiente lateral z_1 : <input type="text" value="0.25"/>	Ancho superior T : 5.877 m	Exponente de la curva de gasto β : 1.56
Pendiente lateral z_2 : <input type="text" value="0.25"/>	Área de flujo A : 9.539 m ²	Número de Froude neutralmente estable F_{ne} : 1.76
Coefficiente de Manning n : <input type="text" value="0.025"/>	Radio hidráulico R : 1.107 m	Número de Vedernikov V : 1.48
Pendiente de fondo S : <input type="text" value="0.06"/>	Profundidad hidráulica D : 1.623 m	
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Reiniciar"/>		

Figura 5.- Ejemplo de cálculo para $z = 0.25$ y $b = 5$ m, usando *canal en línea 15b*, mostrado en la Tabla 2, Columna 2.

El programa de ensayos está diseñado para determinar las condiciones hidráulicas en una serie de secciones transversales alternativas para las cuales el número de Vedernikov calculado varía en el rango $V \geq 1$. Se especifican varios valores de pendiente lateral z , que van desde alto ($z = 0.25$; trapezoidal) a bajo ($z = 0$; rectangular), y variando el ancho inferior b dentro de un rango adecuado ($5 \geq b \geq 0$). La experiencia indica que es probable que el rango elegido de pendientes laterales ($0.25 \geq z \geq 0$) proporcione un rango deseado de números de Vedernikov V para un análisis adecuado de estabilidad/inestabilidad del flujo en el canal.

Las siguientes seis (6) pendientes laterales se consideran en este estudio:

- $z = 0.25$;
- $z = 0.20$;
- $z = 0.15$;
- $z = 0.10$;
- $z = 0.05$; y
- $z = 0.0$.

Las Tablas 2 a 7 muestran los resultados del cálculo utilizando *canal en línea 15b*. Generalmente, cuando se reduce el ancho de fondo b en el rango elegido $5 \geq b \geq 1$, y cuanto menor es el valor de la pendiente lateral z , más rápido disminuye el número de Vedernikov V a valores menores que 1. De hecho, la Tabla 7 muestra que el valor más bajo de V ($V = 0.05$) se obtiene para el caso de $z = 0$ (canal rectangular) y $b = 1$, es decir, el valor más estrecho de b dentro del rango de ensayo ($5 \geq b \geq 1$). A continuación, se presenta un análisis detallado.

Tabla 2.- Resultados de la Serie A ($z = 0.25$).

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$n = 0.025$			$S = 0.06$	
Variable	Ancho de fondo b (m)					
	5	4	3	2	1	
Profundidad del flujo de entrada						
y	1.754	2.078	2.581	3.408	4.769	
Datos de salida intermedios						
P	8.615	8.283	8.32	9.025	10.83	
T	5.877	5.039	4.29	3.704	3.384	
A	9.539	9.391	9.408	9.719	10.45	
R	1.107	1.133	1.13	1.076	0.965	
D	1.623	1.863	2.192	2.624	3.089	
Resultados finales						
v	10.48	10.65	10.63	10.29	9.569	
F	2.62	2.49	2.29	2.02	1.73	
β	1.56	1.53	1.48	1.4	1.32	
F_{ns}	1.76	1.87	2.07	2.45	3.12	
V^*	1.48	1.32	1.1	0.82	0.55	
* Se encontraron dos (2) valores estables de V , mostrados en negrita.						

Tabla 3.- Resultados de la Serie B ($z = 0.20$).

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$n = 0.025$			$S = 0.06$	
Variable	Ancho de fondo b (m)					
	5	4	3	2	1	
Profundidad del flujo de entrada						
y	1.783	2.128	2.68	3.625	5.26	
Datos de salida intermedios						
P	8.636	8.34	8.466	9.393	11.72	
T	5.713	4.851	4.072	3.45	3.104	
A	9.55	9.417	9.476	9.878	10.79	
R	1.105	1.129	1.119	1.051	0.92	
D	1.671	1.941	2.327	2.863	3.477	
Resultados finales						
v	10.47	10.62	10.56	10.13	9.27	
F	2.58	2.43	2.21	1.91	1.58	
β	1.56	1.53	1.47	1.39	1.3	
F_{ns}	1.77	1.88	2.09	2.5	3.26	
V^*	1.46	1.29	1.05	0.76	0.48	
* Se encontraron dos (2) valores estables de V , mostrados en negrita.						

Tabla 4.- Resultados de la Serie C ($z = 0.15$).

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$n = 0.025$			$S = 0.06$	
Variable	Ancho de fondo b (m)					
	5	4	3	2	1	
Profundidad del flujo de entrada						
y	1.814	2.184	2.795	3.9	5.95	
Datos de salida intermedios						
P	8.668	8.416	8.652	9.887	13.03	
T	5.544	4.655	3.838	3.17	2.785	
A	9.563	9.451	9.556	10.08	11.26	
R	1.103	1.122	1.104	1.019	0.863	
D	1.724	2.03	2.489	3.18	4.043	
Resultados finales						
v	10.46	10.58	10.46	9.925	8.888	
F	2.54	2.37	2.11	1.77	1.41	
β	1.56	1.52	1.47	1.38	1.28	
F_{ns}	1.77	1.89	2.11	2.58	3.47	
V^*	1.43	1.25	0.99	0.68	0.4	

* Se encontraron tres (3) valores estables de V , mostrados en negrita.

Tabla 5.- Resultados de la Serie D ($z = 0.10$).

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$n = 0.025$			$S = 0.06$	
Variable	Ancho de fondo b (m)					
	5	4	3	2	1	
Profundidad del flujo de entrada						
y	1.849	2.248	2.935	4.269	7.019	
Datos de salida intermedios						
P	8.716	8.518	8.889	10.58	15.1	
T	5.369	4.449	3.587	2.853	2.403	
A	9.586	9.497	9.666	10.36	11.94	
R	1.099	1.114	1.086	0.979	0.79	
D	1.785	2.134	2.694	3.63	4.969	
Resultados finales						
v	10.43	10.53	10.35	9.661	8.377	
F	2.49	2.3	2.01	1.61	1.2	
β	1.56	1.52	1.46	1.37	1.26	
F_{ns}	1.77	1.9	2.15	2.68	3.82	
V^*	1.4	1.2	0.93	0.6	0.31	

* Se encontraron tres (3) valores estables de V , mostrados en negrita.

Tabla 6.- Resultados de la Serie E ($z = 0.05$).

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$n = 0.025$			$S = 0.06$	
Variable	Ancho de fondo b (m)					
	5	4	3	2	1	
Profundidad del flujo de entrada						
y	1.887	2.322	3.108	4.799	9.037	
Datos de salida intermedios						
P	8.778	8.649	9.223	11.6	19.09	
T	5.188	4.232	3.31	2.479	1.903	
A	9.613	9.557	9.806	10.74	13.12	
R	1.095	1.104	1.063	0.925	0.687	
D	1.852	2.258	2.962	4.334	6.892	
Resultados finales						
v	10.4	10.47	10.2	9.307	7.628	
F	2.44	2.22	1.89	1.42	0.92	
β	1.56	1.52	1.45	1.35	1.22	
F_{ns}	1.78	1.91	2.19	2.84	4.52	
V^*	1.36	1.15	0.86	0.5	0.2	

* Se encontraron tres (3) valores estables de V , mostrados en negrita.

Tabla 7.- Resultados de la Serie F ($z = 0$).

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$n = 0.025$			$S = 0.06$	
Variable	Ancho de fondo b (m)					
	5	4	3	2	1	
Profundidad del flujo de entrada						
y	1.929	2.407	3.33	5.69	16.54	
Datos de salida intermedios						
P	8.858	8.814	9.66	13.38	34.08	
T	5	4	3	2	1	
A	9.645	9.628	9.99	11.38	16.54	
R	1.088	1.092	1.034	0.85	0.485	
D	1.929	2.407	3.33	5.69	16.54	
Resultados finales						
v	10.37	10.39	10.01	8.795	6.05	
F	2.38	2.13	1.75	1.17	0.47	
β	1.55	1.51	1.44	1.31	1.11	
F_{ns}	1.79	1.93	2.24	3.13	8.36	
V^*	1.33	1.1	0.78	0.37	0.05	

* Se encontraron tres (3) valores estables de V , mostrados en negrita.

ANÁLISIS

Los resultados de las Tablas 2 a 7 se analizan para determinar la forma de la sección transversal, que en este artículo varía de trapezoidal ($z = 0.25$; Tabla 2) a rectangular ($z = 0$; Tabla 7), bajo la cual el número de Vedernikov disminuye. desde el rango inestable, $V > 1$, hasta el rango estable, $V \leq 1$. Puede observarse que los números de Froude y Vedernikov (Ecuaciones 1 y 2, respectivamente) varían inversamente con la profundidad hidráulica D . Por lo tanto, cuanto mayor sea el valor de D , menores serán los valores de los números de Froude y Vedernikov, lo que eventualmente conducirá a la condición de flujo estable, es decir, $V \leq 1$. Proponemos que aquí está la solución de la dicotomía estabilidad/inestabilidad: Cuanto mayor sea la profundidad hidráulica D , más estable será el flujo.

Para explicar mejor los hallazgos de este trabajo, la variación, con la profundidad hidráulica D , del exponente β , el número de Froude F , y el número de Vedernikov V se muestran en las Figs. 6 a 8, respectivamente.

La Figura 6 muestra que la disminución de β es gradual para las formas trapezoidales ($0.25 \geq z \geq 0.05$), y marcada (hasta $\beta = 1.11$) para la forma rectangular asintótica ($z = 0$). La Figura 7 muestra que la disminución de F es gradual para las formas trapezoidales ($0.25 \geq z \geq 0.05$), y marcada (hasta $F = 0.47$) para la forma rectangular asintótica ($z = 0$). La Figura 8 muestra que la disminución de V es gradual para las formas trapezoidales ($0.25 \geq z \geq 0.05$), y marcada (hasta $V = 0.05$) para la forma rectangular asintótica ($z = 0$).

Se concluye que la forma más rápida de disminuir el número de Vedernikov por debajo de 1 y, por lo tanto, asegurar la estabilidad hidrodinámica, es elegir un ancho de fondo b , en conjunto con una pendiente lateral z , que asegure que $V < 1$. En la práctica, se puede utilizar como objetivo de diseño un valor apropiado de $V < 1$. Los resultados de las Tablas 2 a 7 indican que, para el ejemplo aquí presentado, se obtiene un $V = 0.93$ para $b = 3$ m y $z = 0.10$. Además, para $b = 3$ m y $z = 0.05$, se obtiene un $V = 0.86$, algo más bajo y, por lo tanto, más estable.

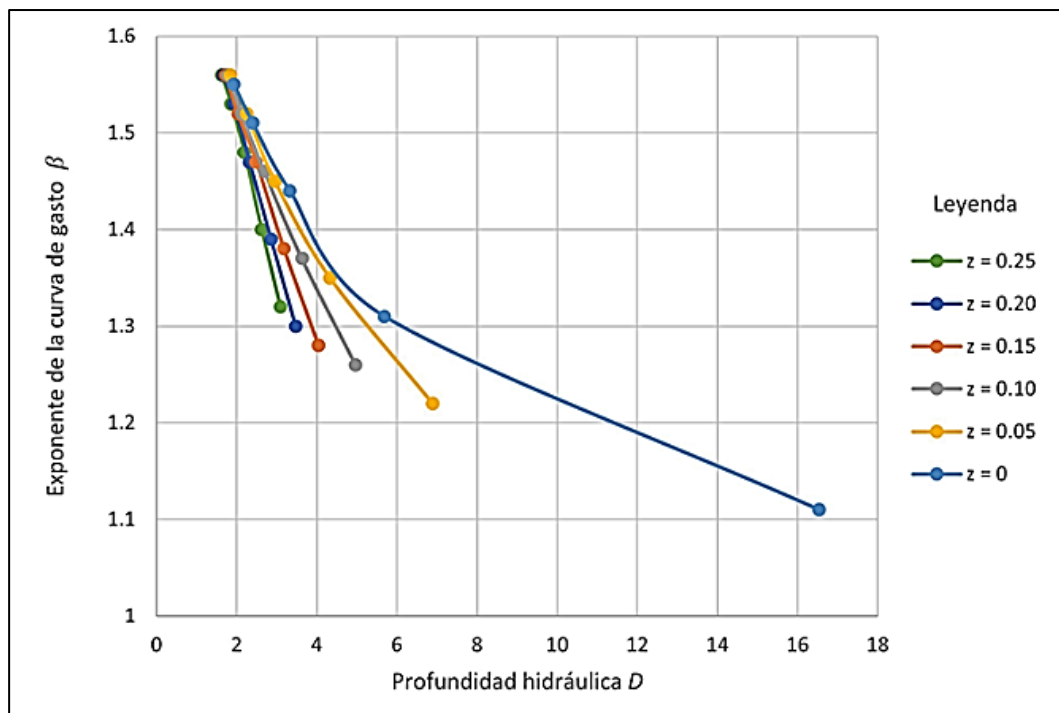


Figura 6.- Exponente de la curva de gasto β vs. profundidad hidráulica D .

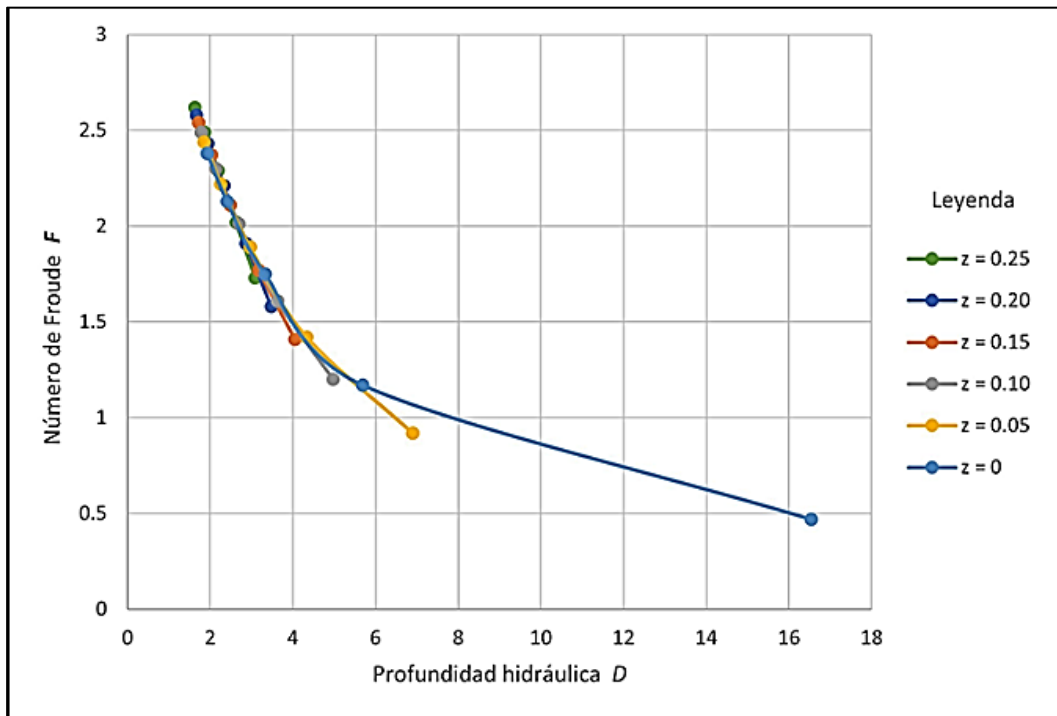


Figura 7.- Número de Froude F vs. profundidad hidráulica D .

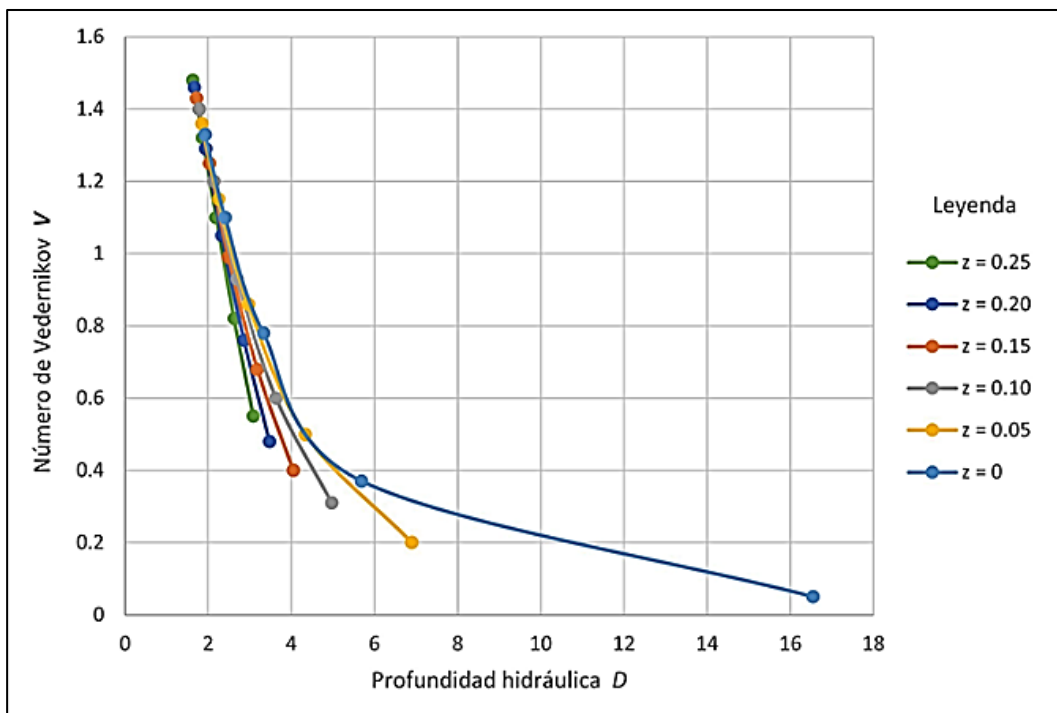


Figura 8.- Número de Vedernikov V vs. profundidad hidráulica D .

El análisis presentado aquí considera sólo la cuestión de la estabilidad hidrodinámica. En una situación actual de diseño, otras consideraciones, como el costo, la huella geométrica del proyecto, y la facilidad de construcción pueden desempeñar un papel importante en la elección de la óptima forma de la sección transversal.

CONCLUSIONES

Se realiza un estudio del efecto de la forma de la sección transversal sobre la estabilidad o inestabilidad hidrodinámica del flujo en un canal abierto. Se identifican como las variables de control el exponente de la curva de gasto β , el número de Froude F , y el número de Vedernikov V . El exponente de la curva de gasto caracteriza la relación entre el caudal y el área de flujo ($Q = \alpha A^\beta$). El número de Froude caracteriza el régimen de flujo como: (a) subcrítico, (b) crítico, o (c) supercrítico. El número de Vedernikov describe un tipo de flujo que puede ser: (a) estable, (b) neutro, o (c) inestable. Para el análisis se especifica un canal empinado y revestido. El caudal de diseño seleccionado es $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, con pendiente de fondo $S = 0.06$, y n de Manning = 0.025, similar a las condiciones hidráulicas en el río Huayñajahuira, en La Paz, Bolivia, en el cual las ondas de rollo se repiten con preocupante regularidad. El programa de prueba considera la variación del ancho del fondo b en el rango $5 \geq b \geq 1$, en intervalos de 1 m, y la pendiente lateral z en el rango $0.25 \geq z \geq 0$, en intervalos de 0.05.

La calculadora canalenealinea15b se utiliza para calcular las variables hidráulicas, que culminan en los valores del exponente de la curva de gasto β , el número de Froude F , y el número de Vedernikov V , para cada uno de treinta ($5 \times 6 = 30$) casos. Los resultados demuestran de manera concluyente que a medida que el ancho del canal b se reduce de 5 a 1 m, y la pendiente lateral z se reduce de 0.25 a 0, los valores calculados de β , F , y V se reducen, primero gradualmente, y luego marcadamente, a medida que $z \rightarrow 0$. Para una aplicación dada, estos hallazgos pueden usarse para determinar los valores óptimos de ancho de fondo b y pendiente lateral z que aseguren que $V < 1$, evitando así la inestabilidad hidrodinámica del flujo y las ondas de rollo normalmente asociadas con esta condición.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Craya, A.** 1952. The criterion for the possibility of roll wave formation. *Gravity Waves, Circular 521*, 141-151, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Cornish, V.** 1907. Progressive waves in rivers. *Journal of the Royal Geographical Society*, Vol. 29, No. 1, January, 23-31.
- Liggett, J. A.** 1975. Stability. Chapter 6 in *Unsteady Flow in Open Channels*, K. Mahmood and V. Yevjevich, eds., Water Resources Publications, Ft. Collins, Colorado.
- Lighthill, M. J. y G. B. Whitham.** 1955. On kinematic waves: I. Flood movement in long rivers. *Proceedings, Royal Society of London, Series A*, 229, 281-316.
- Ponce, V. M.** 1991. New perspective on the Vedernikov number. *Water Resources Research*, Vol. 27, No. 7, 1777-1779, July.
- Ponce, V. M. y P. J. Porras.** 1995. Effect of cross-sectional shape on free-surface instability. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 4, April, 376-380.
- Ponce, V. M.** 2014a. Sección 1.3 en *Fundamentos de Hidráulica de Canales*, texto en línea. http://ponce.sdsu.edu/canales/hidraulica_de_canales_01.html#estado
- Ponce, V. M.** 2014b. Sección 11.4 en *Fundamentos de Hidráulica de Canales*, texto en línea. http://ponce.sdsu.edu/canales/hidraulica_de_canales_11.html#rollo
- Ponce, V. M.** 2014c. Chow, Froude, and Vedernikov. *Proceedings, American Society of Civil Engineers (ASCE) World Environment and Water Resources Congress*, June 1-5, 2014, Portland, Oregon.
- Ponce, V. M. y B. Choque Guzmán.** 2019. The control of roll waves in channelized rivers. http://ponce.sdsu.edu/the_control_of_roll_waves.html
- Ponce, V. M. y V. Boulomytis.** 2021. Design of a stable channel on a steep slope using the exponent of the rating. http://ponce.sdsu.edu/design_of_a_stable_channel_using_the_exponent_of_the_rating.html
- Powell, R. W.** 1948. Vedernikov's criterion for ultra-rapid flow. *Transactions, American Geophysical Union*, Vol. 29, No. 6, 882-886.
- Vedernikov, V. V.** 1945. Conditions at the front of a translation wave disturbing a steady motion of a real fluid, *Dokl. Akad. Nauk SSSR*, 48(4), 239-242.

MODELO NUMÉRICO DE TURBULENCIA EN UNA POZA DISIPADORA AGUAS ABAJO DE UN BARRAJE MÓVIL

Leonardo J. Miranda M.¹ & Julio M. Kuroiwa²

1. Tesista. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Email: lmirandam@uni.pe
2. Docente Principal. Facultad de Ingeniería Civil e Investigador, Laboratorio Nacional de Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Email: jkuroiwa@uni.edu.pe

RESUMEN:

Este artículo resume el estudio de una poza disipadora con un salto hidráulico tridimensional aguas abajo de un barraje móvil, utilizando modelos tanto físicos como numéricos. Se probaron tres condiciones de flujo en un canal de 14 m de largo y 1.9 m de ancho. Cuatro compuertas produjeron un salto hidráulico en una poza disipadora con escalón positivo, después de lo cual se desarrolló una socavación en un lecho de arena casi uniforme. Se utilizó un velocímetro Acústico Doppler para recopilar los datos hidrodinámicos en la etapa donde la socavación había llegado al equilibrio, y se probaron las simulaciones de Navier-Stokes promedio de Reynolds desarrolladas en OpenFOAM con fines de validación. Luego, el estudio se centró en la eficiencia de los modelos numéricos para reproducir los campos de velocidad y la energía cinética turbulenta. La validación de modelos numéricos ha demostrado que el modelo K-Épsilon Standard es mucho mejor que el modelo K-Omega SST en la reproducción de campos de velocidad y disipación de energía cinética turbulenta, mientras que este último modelo tiene problemas de flujo secundarios.

ABSTRACT:

This paper summarizes the study of a tridimensional low-head hydraulic jump stilling basin with a mobile barrage, by using both physical and numerical models. Three flow conditions were tested in a 14 m long by 1.9 m wide flume. Four gates produced a jet with a hydraulic jump in a positive-step stilling basin, after which scour developed in a nearly uniform sand bed. An Acoustic Doppler Velocimeter was used to collect the hydrodynamic data at the scour equilibrium stage, and Reynolds Averaged Navier-Stokes simulations developed in OpenFOAM were tested for validation purposes. Then, the study focused on the efficiency of the numerical models to reproduce the velocity field and the turbulent kinetic energy. The validation of numerical models have shown that the K-Epsilon Standard model is much better than the K-Omega SST counterpart in reproducing velocity fields and turbulent kinetic energy dissipation, whereas this last model has secondary flow issues.

PALABRAS CLAVES: Poza disipadora, salto hidráulico, modelo numérico, OpenFOAM.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de barraje móvil en ríos se diseñan para: captación de agua, mejora de navegabilidad y mitigación de daños por inundación (Wang et al., 2016). El aumento del nivel de agua genera un flujo de salida de alta energía que debe ser disipada antes de retornar al cauce del río; para lo cual, el salto hidráulico sigue siendo el método preferido (Khatsuria, 2005).

Entre las estructuras que emplean el salto hidráulico para disipar la energía producida en caídas de agua se encuentran las pozas disipadoras. La caracterización del flujo interior de la poza disipadora, en el que se pueden combinar macro fluctuaciones de presión y velocidad, separación de flujos, vórtices y mezcla de fases, es de vital importancia, ya que pueden generar vibración, fatiga y cavitación en las estructuras (Lopardo, 1985), así como generar erosión aguas abajo de la misma (Urban et al., 2005). Bayón (2017) advierte también que, frente a los efectos del cambio climático, estas estructuras deben prepararse para situaciones cada vez más críticas.

Debido a la gran importancia del estudio del salto hidráulico, diversos autores han caracterizado estos flujos mediante simulaciones físicas. Aunque los experimentos permiten recopilar información real del fenómeno, tienen un alcance limitado en la toma de datos. En este aspecto, la simulación numérica surge como un buen suplemento a los modelos físicos para obtener información detallada de las características del flujo (Wang et al., 2016). Desde 1970, coincidiendo con la aparición de la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD), cada vez más se desarrollan estudios bajo el enfoque numérico. No obstante, la validación del modelo numérico suele ser un punto débil y la precisión pocas veces está garantizada (Bayón, 2017).

Para simular flujos con alta recirculación, Versteeg and Malalasekera (2007) sostienen que modelos como el de longitud de mezcla son insuficientes para evaluar el salto hidráulico. En cambio, recomiendan modelos de dos ecuaciones que incluyan la energía cinética turbulenta (TKE, siglas en inglés). Este parámetro es de suma importancia en relación al salto hidráulico y las pozas disipadoras y se define en función de las fluctuaciones de las tres direcciones de velocidad u' , v' y w' (Urban et al., 2005):

$$TKE = \frac{(u'^2 + v'^2 + w'^2)}{2} \quad [1]$$

En los años recientes, los modelos de dos ecuaciones, tales como el K-Épsilon y K-Omega se han empleado para reproducir el fenómeno del salto hidráulico (Bayón, 2017; Macián et al., 2020), y se han obtenido resultados prometedores al evaluar su efectividad en términos de los niveles de agua y el campo de velocidades, entre otros parámetros. No obstante, la literatura ha profundizado poco sobre el efecto de irregularidades en planta de una poza disipadora, como los que generan aguas abajo de un barraje móvil en un lecho erosionable.

El objetivo de la presente investigación fue evaluar los modelos numéricos que reproduzcan los patrones de flujo en la poza disipadora y su eficiencia en la estimación de la disipación de la energía. Para lograr este objetivo se empleó un modelo físico donde se midieron las velocidades y la energía cinética turbulenta.

MATERIALES Y MÉTODOS

Desarrollo Experimental

Se construyó un modelo físico en las instalaciones de la División Didáctica del Laboratorio Nacional de Hidráulica. El canal donde se realizaron los diferentes ensayos tiene una sección de 14 m de largo y 1.90 m de ancho, donde se encuentra el barraje móvil, conformada por 4 compuertas

cuyos anchos fueron 0.25 m, 0.50 m, 0.50 m y 0.25 m, y separadas por muros de 0.133 m. La poza disipadora de energía tenía una longitud de 2.50 m y un ancho de 1.90 m.



Figura 1.- Vista del modelo físico. Fuente: Miranda (2022).

Aguas abajo se conformó un lecho móvil con arena cuyo d_{50} fue 0.24 mm. Los caudales estudiados fueron 105.34 l/s, 148.23 l/s y 189.56 l/s, medidos en un vertedero rectangular calibrado donde se instaló un limnómetro de gancho Neyrpic con una aproximación de 0.1 mm. Las aberturas de las compuertas se determinaron de tal forma que los niveles aguas arriba establecieran un tirante de ingreso de 32 cm para los 3 ensayos, mientras los niveles aguas abajo fueron de 5.0 cm, 11.83 cm, 15.04 cm y 18.67 cm respectivamente, controlados mediante una compuerta ajustable (Miranda & Sánchez, 2021). Una limitación fue que se trabajó en condiciones de operación de compuertas con la misma abertura, debido a que los caudales extremos con compuerta completamente abierta son demasiado elevados (Miranda, 2022).

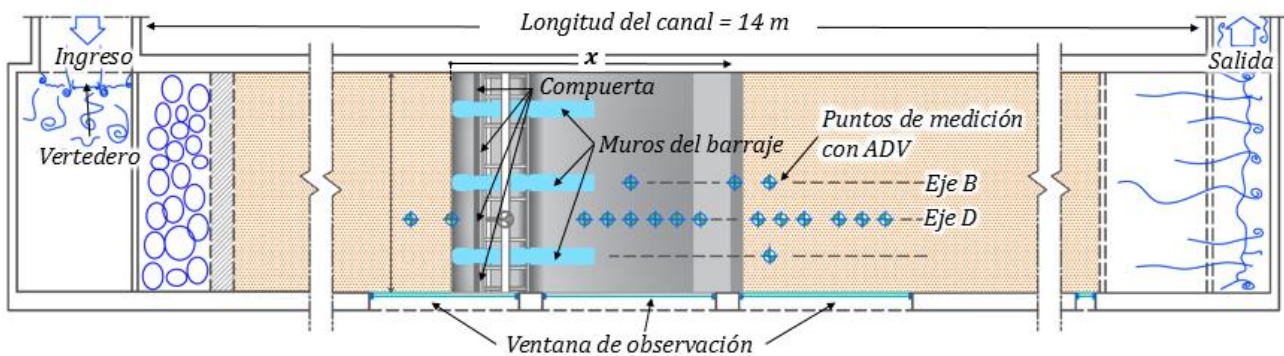


Figura 2.- Esquema en planta del modelo físico. Fuente: Miranda & Sánchez (2021).

La medición de velocidades se realizaba cuando la velocidad de erosión era mínima y el sistema había alcanzado un pseudo-equilibrio. Para ello se empleó un velocímetro acústico Doppler (ADV, siglas en inglés) marca Nortek, modelo Vectrino, y en algunos puntos, se empleó un correntómetro electromagnético marca Sensa, modelo RC-2.

Modelo de turbulencia

El comportamiento de flujos tridimensionales como el salto hidráulico se describe mediante las ecuaciones de continuidad [2] y de conservación de momento [3], también llamadas, ecuaciones de Navier-Stokes:

$$\nabla \cdot \vec{U} = 0 \quad [2]$$

$$\frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \vec{U} \nabla \cdot \vec{U} = \frac{-1}{\rho} \nabla p + \nu \nabla^2 \vec{U} + \vec{F}_b \quad [3]$$

Donde \vec{U} es la velocidad, p es la presión, ρ es la densidad, ν es la viscosidad cinemática, \vec{F}_b es la fuerza sobre la partícula, y t es el tiempo. Adicionalmente, los modelos multifase de tipo euleriano suelen determinar la interfaz (entre agua-aire, en este caso) a través de una variable de fracción de fluido α , para lo cual se requiere resolver una ecuación adicional:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\vec{U} \alpha) = 0 \quad [4]$$

Estas ecuaciones se pueden resolver mediante el Método de Volúmenes Finitos (FVM, siglas en inglés), en el cual, el espacio geométrico se discretiza mediante pequeñas celdas no superpuestas, en cuyo centro se almacena el valor de las variables. Debido a que la solución de todas las escalas de turbulencia es inasequible en términos de recursos computacionales, sobre todo en aplicaciones de ingeniería (Bayón, 2016), los modelos más empleados se basan en las ecuaciones promediadas de Reynolds (RANS, siglas en inglés). Al promediar las ecuaciones [2] y [3] se generan términos desconocidos que requieren ser resueltos mediante ecuaciones adicionales basadas en cantidades como la longitud de mezcla, la energía cinética turbulenta, la disipación de energía, la razón de disipación, los esfuerzos de Reynolds, entre otras.

En el presente estudio se consideraron tres escenarios de caudal, y se analizaron los modelos k-Épsilon Estándar y k-Omega SST empleando el paquete de software libre OpenFOAM. El primer modelo empleado en el presente estudio es el k-Épsilon Estándar (Launder & Spalding, 1974), en adelante k- ϵ , implementado en OpenFOAM, que involucra dos ecuaciones de transporte de la TKE [5] y de la disipación de la energía ϵ [6]:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_i \rangle \frac{\partial k}{\partial x_i} = \nu_t S_{ij} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - \epsilon + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] \quad [5]$$

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \langle u_i \rangle \frac{\partial \epsilon}{\partial x_i} = C_1 \nu_t \frac{\epsilon}{k} S_{ij} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - C_2 \frac{\epsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] \quad [6]$$

Donde se agrega la viscosidad turbulenta ν_t mediante relaciones empíricas. Respecto al modelo k-Omega SST, en adelante k- ω , OpenFOAM implementa la versión de Menter, Kuntz & Langtry (2003), de forma similar al modelo k- ϵ , pero resolviendo la energía específica de disipación ω en la segunda ecuación [8].

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_i \rangle \frac{\partial k}{\partial x_i} = P_k - \beta^* k \omega + \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\nu + \sigma_k \nu_t \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] \quad [7]$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \langle u_i \rangle \frac{\partial \omega}{\partial x_i} = \frac{\gamma}{\nu_t} P - \beta \omega^2 + \frac{\partial}{\partial x_i} \left[(\nu + \sigma_\omega \nu_t) \frac{\partial \omega}{\partial x_i} \right] + (1 - F_1) CD_{k\omega} \quad [8]$$

Donde F_1 es una función zonal de fusión entre las ecuaciones de ϵ y ω mientras que $CD_{k\omega}$ es el término intrínseco (modo k- ω cuando $F_1 = 0$), y P_k y P son los términos de producción de k y ω respectivamente. Los demás símbolos representan los parámetros del modelo.

Malla

Se construyó una malla estructurada para replicar el flujo del canal de experimentación, que comprende los dominios del lecho de ingreso, la compuerta y la poza disipadora, y el lecho de erosión con ayuda de la aplicación *SnappyHexMesh* de OpenFOAM. Para reproducir la alta mezcla de aire que ocurre en el salto hidráulico, se emplearon tres niveles de refinamiento, y se generó un mayor refinamiento en la zona de la poza disipadora garantizando la calidad de la malla, con límites de Ortogonalidad < 70 y oblicuidad < 4 , y se alcanzó en cada caso una malla de alrededor de 6 millones de celdas. Para simplificar el problema, el dominio computacional se definió a lo largo de una mitad de compuerta, empleando planos de simetría en los límites laterales, por lo que el caudal numérico se configuró como la sexta parte del caudal ensayado en el modelo físico.

Condiciones de borde

Las condiciones aguas arriba y aguas abajo se ubicaron lo suficientemente lejos de la poza disipadora (4.6 y 5.5 m respectivamente), siendo la condición de salida una condición mixta Dirichlet y Newman. En el límite superior se aplicó una condición atmosférica empleando la condición *inletOutlet* de OpenFOAM, la cual es una variante de la condición de Newman; y en las paredes se emplearon funciones de pared (*wall functions*) tal como sugiere Bayón (2016), que incluían correcciones por rugosidad para modelar la viscosidad turbulenta.

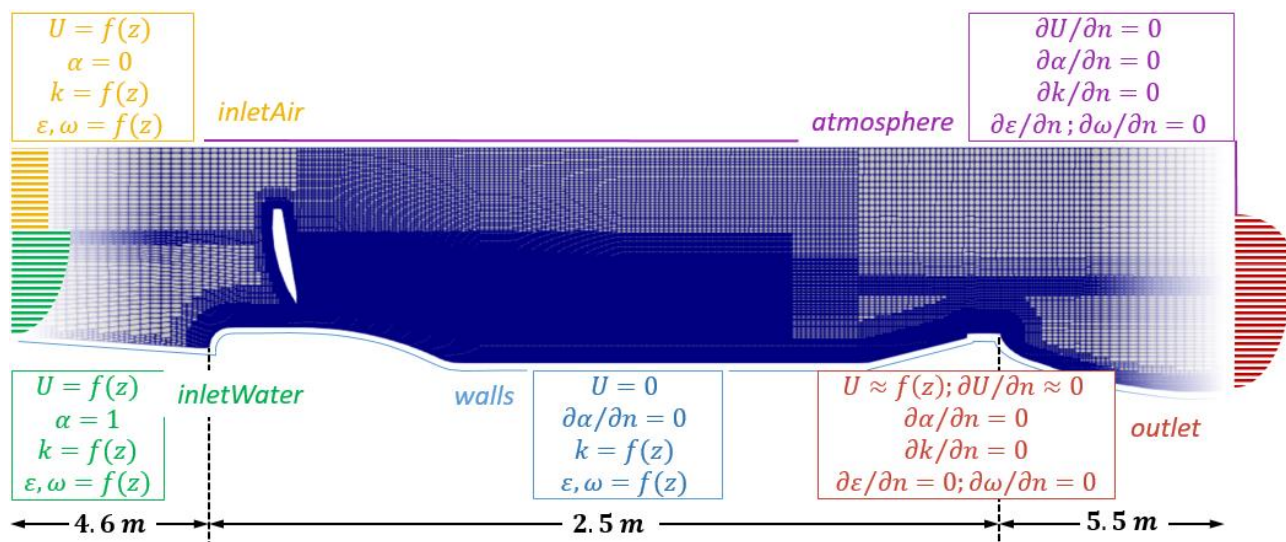


Figura 3.- Esquema en perfil del mallado y condiciones de borde. Adaptado de: Miranda (2022).

OBSERVACIONES Y RESULTADOS

En los experimentos se pudo observar una zona de recirculación superficial contenida dentro de la poza disipadora, que se genera producto de los muros del barraje. Por otro lado, las velocidades son prácticamente uniformes en planta, cuando el flujo abandona la poza disipadora hacia el lecho de erosión, lo que implica que el efecto de las paredes del barraje se atenúa pronto en el lecho de erosión.

La Figura 4 muestra los resultados de las mediciones del vectrino (punto azul) y del correntómetro (punto verde), habiéndose empleado este último para medir solo 3 perfiles para el caudal $Q=148.2 \text{ l/s}$ (notar que $x=0$ denota el inicio de la poza, como se indica en la Figura 2). En dichos puntos, ambos instrumentos mostraron lecturas semejantes, pero, en el primer punto ($x=1.15$), la alta velocidad habría afectado las mediciones significativamente, debido a que algunos valores de velocidad instantánea habrían superado el rango del Vectrino, generaron falsos negativos que se eliminaron durante el procesamiento de la información. Por otro lado, es posible que el contenido de aire presente en forma de burbujas haya afectado la exactitud de las mediciones, problema que desaparece hacia el final de la poza disipadora. La Figura 5, muestra resultados similares para los caudales $Q=105.3 \text{ l/s}$ y $Q=189.6 \text{ l/s}$. Cabe mencionar que el nivel de salida de agua aumentó con el caudal, de manera que la magnitud de velocidad no es proporcional al caudal.

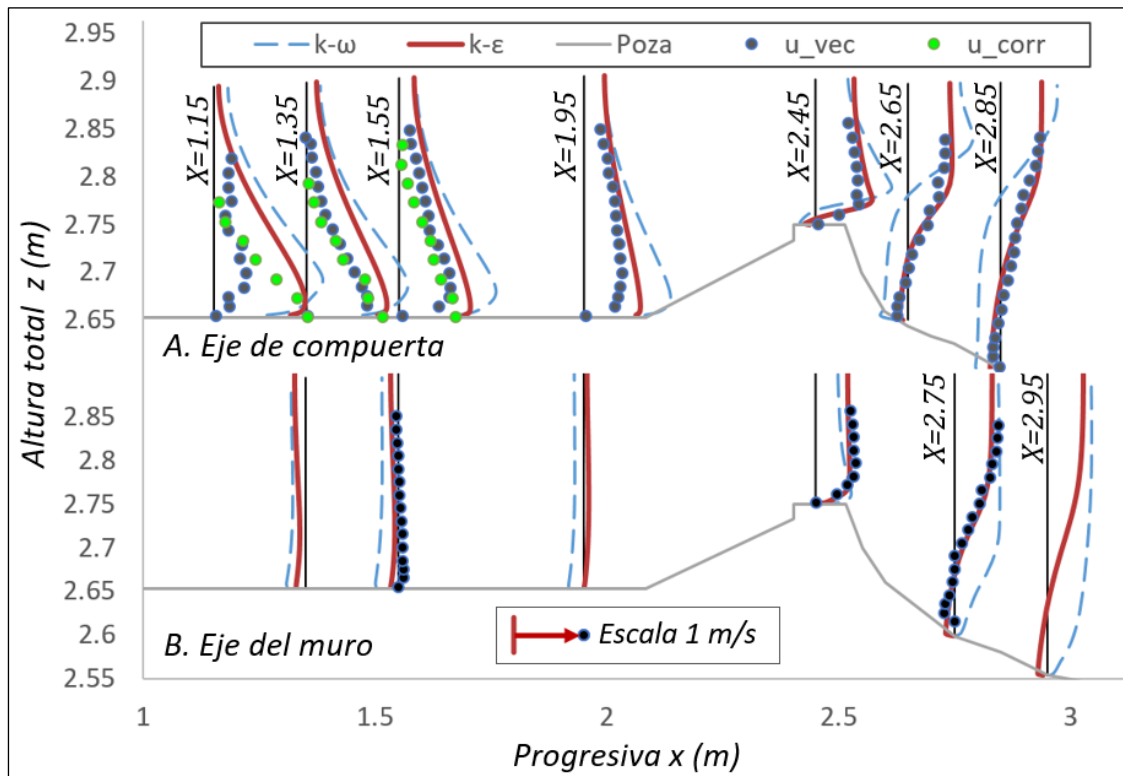


Figura 4.- Perfiles de velocidad U_x para $Q = 148.2 \text{ l/s}$.

Con relación a los resultados del modelo numérico, la Figura 5 permite observar que el modelo numérico $k-\omega$ SST predice velocidades máximas hasta un 45% ($Q = 105.3 \text{ l/s}$) más altas en el eje longitudinal de la compuerta, dentro de la poza disipadora (y que conlleva también a velocidades negativas mayores en el eje del muro, para el modelo $k-\omega$). Este error puede deberse a una mala reproducción de los vórtices en la dirección yz generados al final de la pared del barraje ($x=1.15$).

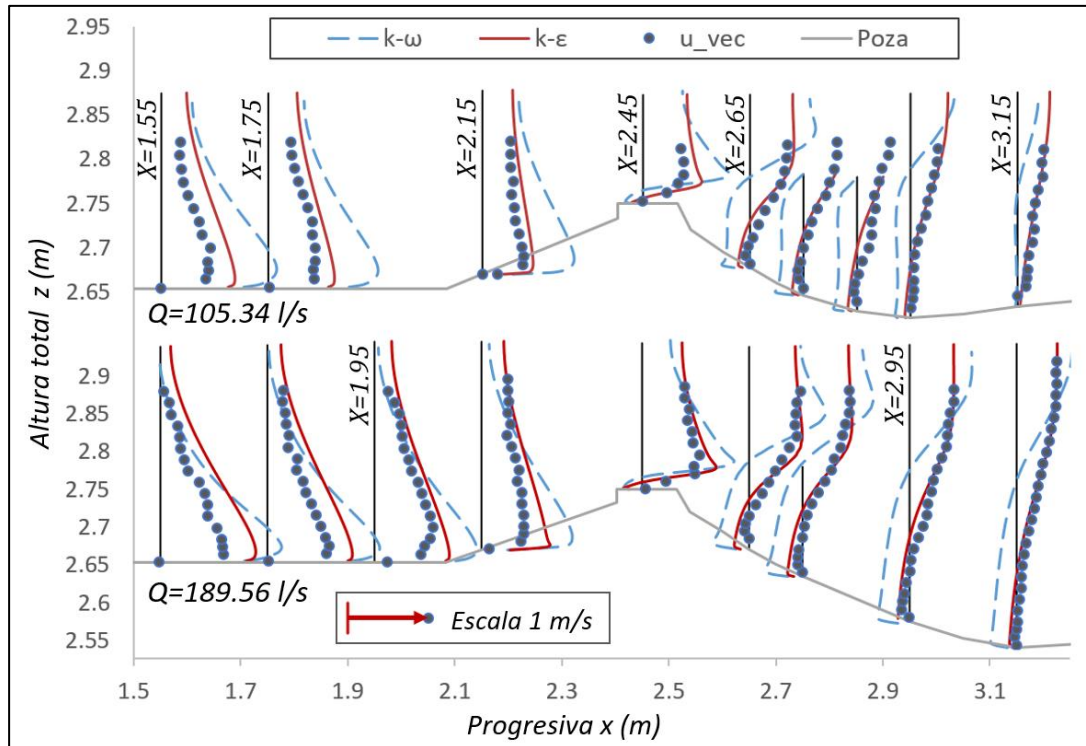


Figura 5.- Perfiles de velocidad U_x para $Q = 105.3$ l/s y $Q=189.6$ l/s en el eje de compuerta.

Aunque el modelo $k-\epsilon$ Estándar el que mejor reproduce los datos experimentales en magnitud, el patrón de flujo es similar en ambos modelos (Figura 6) para los tres caudales simulados.

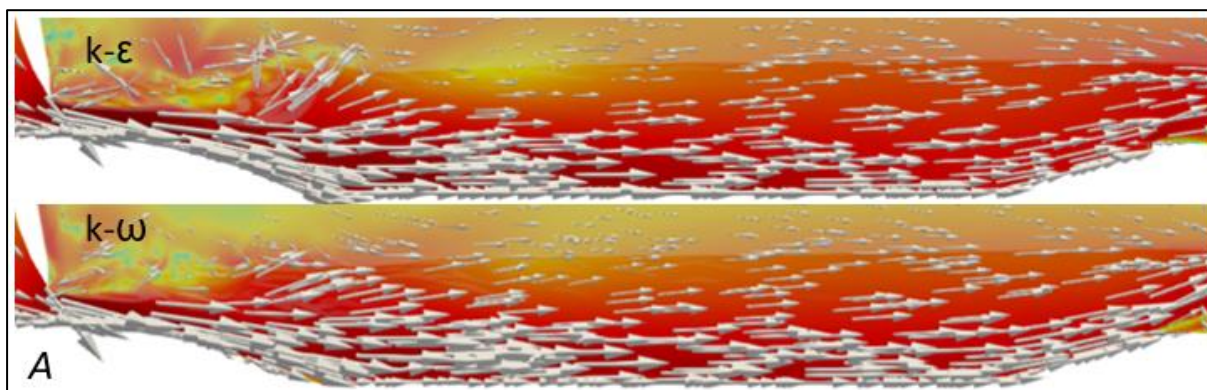


Figura 6.- Vectores de velocidad para $Q = 148.2$ l/s.

Por el contrario, en la zona del lecho de erosión, mientras el modelo $k-\epsilon$ Estándar muestra buen ajuste con la data experimental al reproducir perfiles de velocidad semejantes en los ejes del muro y compuerta; el modelo $k-\omega$ SST falla ya que reproduce un perfil de flujo distinto y no uniforme en planta, donde la velocidad en el eje de la compuerta difiere significativamente de los del eje del muro (Figura 3).

Si bien en la poza disipadora ya se observa errores con modelo $k-\omega$ SST, posiblemente debidos a la mala reproducción del flujo secundario y los vórtices transversales, este error parece acentuarse en la zona del lecho de erosión, y se aprecia un vórtice mayor en el eje del muro en comparación al modelo $k-\epsilon$ (Figura 7).

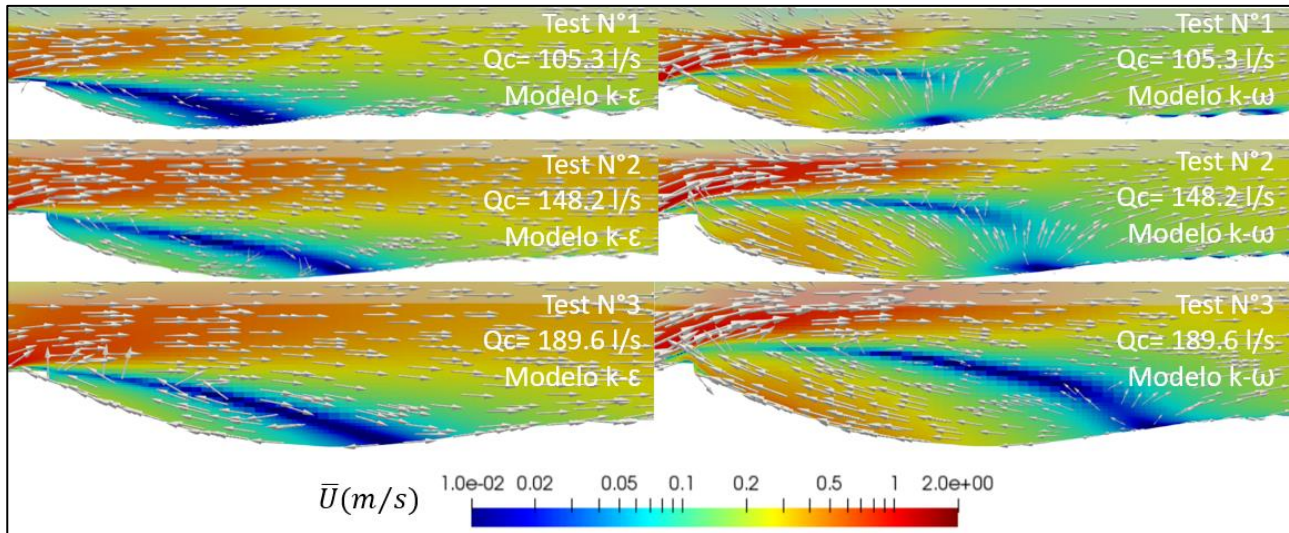


Figura 7.- Vectores de velocidad en el lecho de erosión en el eje de compuerta.

Para generar resultados comparables a los de este último modelo, se sugiere emplear un modelo de Reynolds Stress Model (RMS, siglas en inglés), el cual, es un modelo RANS de tres ecuaciones. Otros métodos más recientes podrían incluir incluso la implementación de un modelo DES, método intermedio entre LES (Simulaciones de Grandes Remolinos) y RANS ya sido validado por Constantinescu et al. (2010) para el caso de un río.

En la Figura 8 se presentan las velocidades u en la superficie del salto, con una clara diferencia entre los rangos positivo y negativo. Teniendo en cuenta que la dirección principal del flujo ocurre en el eje x , esta figura permite identificar la zona de recirculación del salto.

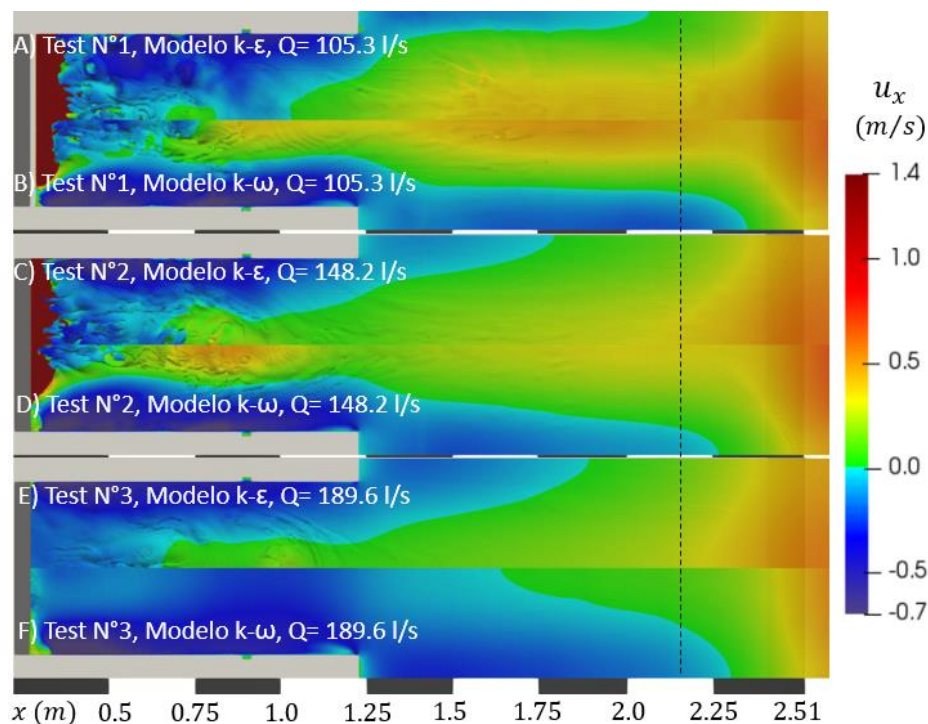


Figura 8.- Zona de recirculación en la superficie.

En un salto de sección constante, la línea de velocidad $u = 0$ se definiría mediante una línea recta perpendicular a la dirección del flujo. Por el contrario, en este caso se puede apreciar que la presencia de los muros del barraje (cuyo ancho es la tercera parte del ancho de la compuerta típica) genera que las zonas de recirculación bordeen dichos muros. El modelo $k-\epsilon$ genera zonas de recirculación más cortas, y son las que se asemejan más a las observaciones visuales durante el experimento. Cabe mencionar que, para el último caudal, el salto se encuentra ligeramente sumergido. Sin embargo, esto no parece tener un efecto en el perfil de velocidades.

Por último, con relación a la disipación de la TKE, la tasa de disipación energía se determinó en 75, 71 y 55 % para los caudales de 105.3, 148.2 y 189.6 l/s respectivamente, por el modelo $k-\epsilon$, mientras que el modelo $k-\omega$ estimó tasas menores de disipación. Este cálculo se realizó entre las secciones $x = 1.15$ y $x = 2.40$ m, debido a la falta de datos del modelo físico en secciones previas, por lo que la tasa de disipación total sería más alta que la que se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1.- Razón de disipación de la TKE entre dos secciones.

Ensayo	Caudal (l/s)	M. Físico	$k-\epsilon$	$k-\omega$
1	105.3	0.885	0.753	0.451
2	148.2	0.782	0.709	0.450
3	189.6	0.579	0.552	0.361

(*) Cálculo entre $x = 1.15$ y $x = 2.40$ m

La Figura 9 muestra el decaimiento de la TKE, donde se aprecia que las tendencias de disipación en la poza disipadora son más pronunciadas para el modelo $k-\epsilon$ respecto del modelo $k-\omega$, y es el primero el que se asemeja a las tendencias del modelo físico. He ahí que el modelo $k-\epsilon$ encuentre valores más cercanos al valor real en la Tabla 1. Hacia la poza disipadora, es notable que el modelo $k-\epsilon$ es también el que se acerca más a los valores experimentales, sobre todo para los dos primeros caudales ensayados.

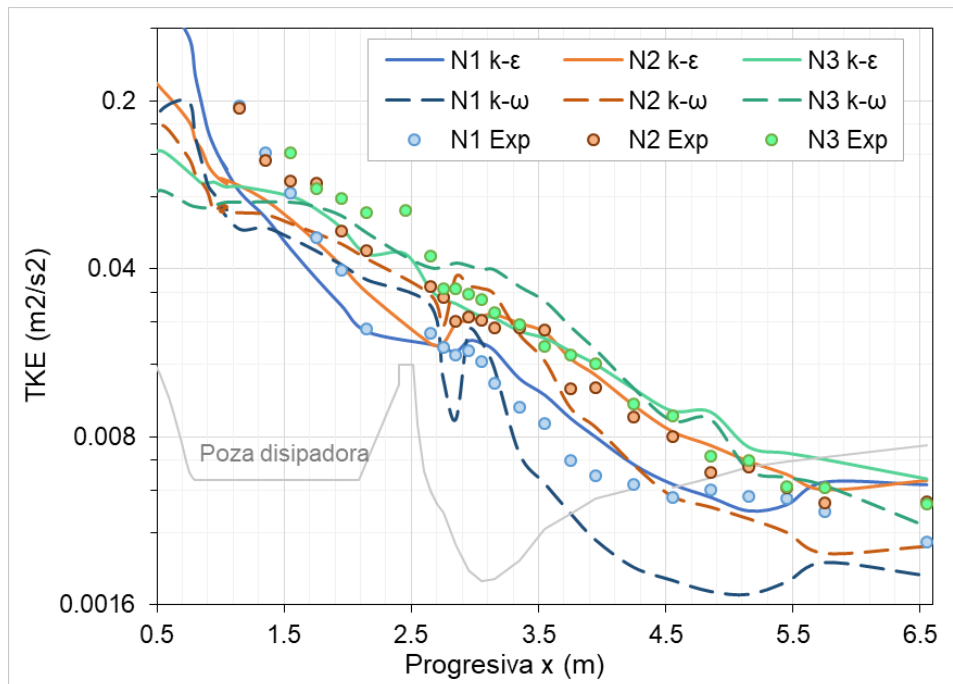


Figura 9.- Decaimiento de la energía cinética turbulenta.

VALIDACIÓN

A modo de resumen del análisis, se han evaluado los modelos numéricos en función del indicador de eficiencia de Nash-Sutcliffe (1970), el cual se define según:

$$NSE = 1 - \frac{\sum(y_{prueba} - y_{real})^2}{\sum(\bar{y}_{real} - y_{real})^2} \quad [9]$$

El indicador de eficiencia (NSE) se ha calculado en la Tabla 2 considerando, para la velocidad, el grupo de perfiles en la poza disipadora, y en el cuenco de erosión. En el caso de la TKE, se han tomado los datos de la Figura 8 sobre el perfil longitudinal del decaimiento de la turbulencia.

Tabla 2.- Indicador de eficiencia de Nash-Sutcliffe

Modelo	N	TKE	Velocidad U_x	
			Poza disipadora	Cuenco de erosión
k- ϵ	1	0.914	0.472	0.917
k- ϵ	2	0.911	0.057	0.948
k- ϵ	3	0.935	0.227	0.915
k- ω	1	0.706	-1.94	-1.894
k- ω	2	0.839	-2.575	-0.542
k- ω	3	0.918	-1.038	-0.349

Fuente: Adaptado de Miranda (2022).

El modelo k- ϵ muestra un mejor indicador de eficiencia en comparación con el modelo k- ω . No obstante, el NSE es bajo en ambos modelos en la zona de la poza disipadora, en el cuenco de erosión el NSE muestra muy buenos valores, por lo que el error de los datos al interior de la poza correspondería imprecisiones del instrumento experimental debido a la presencia de burbujas (aeración del flujo) y la alta turbulencia.

CONCLUSIONES

Se desarrolló un programa experimental en el que se construyó un modelo físico de un barraje móvil de 4 compuertas en el que el lecho es erosionable. Con la finalidad de simular numéricamente los patrones de flujo aguas abajo de las compuertas se construyeron modelos k- ϵ Estándar y k- ω SST en el entorno OpenFOAM. Los resultados de ambas simulaciones fueron comparados con los del modelo físico y se concluyó que el primer modelo reproduce mejor los patrones de flujo en la poza disipadora y aguas abajo de la misma. El modelo k- ϵ Estándar es también el que mejor reproduce la disipación de energía.

REFERENCIAS

- Bayón, A.** (2017). Numerical analysis of air-water flows in hydraulic structures using computational fluid dynamics (CFD). Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, España. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10251/90440>
- Bayón, A., Valero, D., García-Bartual, R., Valles-Morán, F. J., & Lopez-Jiménez, P. A.** (2016). Performance assessment of OpenFOAM and FLOW-3D in the numerical modeling of a low Reynolds number hydraulic jump. *Environmental Modelling & Software*, 80, 322-335. doi:<https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2016.02.018>

- Constantinescu, G., Koken, M., & Zeng, J.** (2010). Simulation of flow in an open channel bend of strong curvature using Detached Eddy Simulation. En A. Dittrich, K. Koll, J. Aberle, & Geisenhainer (Ed.), *River Flow 2010*, (págs. 1527-1534). Karlsruhe.
- Khatsuria, R. M.** (2005). *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators* (1era Ed.). New York: Marcel Dekker.
- Lauder, B. E., & Spalding, D. B.** (1974). The numerical Computation of Turbulent Flows. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol 3, 269-289.
- Lopardo, R.** (1985). Metodología de estimación de presiones instantáneas en cuencos amortiguadores. *Anales de la Universidad de Chile*, Serie N°8, 437-455.
- Macián, J., García, R., Huber, B., Bayón, A., & Vallés, F.** (2020). Analysis of the Flow in a Typified USBR II Stilling Basin through a Numerical and Physical Modeling Approach. *Water*, 12(227). doi:10.3390/w12010227
- Menter, F. R., Kuntz, M., & Langtry, R.** (2003). Ten Years of Industrial Experience with SST Turbulence Model. *Proceedings of the fourth international symposium on turbulence, heat and mass transfer* (págs. 625-632). Antalya, Turkey: Begell House
- Miranda, L. J.** (2022). *Modelo Numérico de Turbulencia para evaluar el desempeño de las Pozas Disipadoras*, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Miranda, L. J., & Sánchez, R.** (2021). Experimental and Numerical Analysis of the Hydraulic Jump Stilling Basin and the Downstream Scour Depth. *International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures*, 2. Obtenido de <https://digitalcommons.usu.edu/ewhs/2021/Session1/2/>
- Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V.** (1970). River flow forecasting through conceptual models: Part I. A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 119 (3), 429-442.
- OpenFOAM.** (2021) Manual de Usuario de OpenFOAM.
- Urban, A. L., Wilhelms, S. C. and Gulliver, J. S.** (2005). Decay of Turbulence Downstream of a Stilling Basin. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(9), 825-829. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:9(825)
- Versteeg, H. K. and Malalasekera, W.** (2007). *An Introduction to Computational Fluid Dynamics* (2da ed.). Harlow: Pearson.
- Wang, D., Yu, X., Zhou, Y., & Tse, K. T.** (2015). A combination method to generate fluctuating boundary conditions for large eddy simulation. *Wind and Structures*, 20(4), 579-607. doi:10.12989/was.2015.20.4.579.

SIMULACIÓN DE FLUJOS AUTO-AIREADOS DE ALTA CONCENTRACIÓN CON UN MODELO DE MEZCLA DE TRES FASES

Federico Zabaleta¹, Santiago Márquez Damián², Fabián A. Bombardelli³

¹Universidad de California, Davis, USA. fede.zabaleta@gmail.com

²Centro de Investigación en Métodos Computacionales, Santa Fe, Argentina. santiagomarquezd@gmail.com

³Universidad de California, Davis, USA. fabianbombardelli2@gmail.com

Introducción

La interacción de una superficie libre altamente turbulenta con la atmósfera da lugar a la incorporación de burbujas de tamaño variable dentro del flujo. La incorporación de aire es un fenómeno común en estructuras hidráulicas como vertederos, chorros y estructuras de disipación; así como también en flujos naturales como ríos de montaña, olas en rompiente y resaltos hidráulicos. En el caso de vertederos y canales de alta pendiente, la alta concentración de burbujas ocasiona un incremento del nivel de agua significativo.

La modelación de flujos auto-aireados ha sido un gran desafío desde el punto de vista numérico dada la complejidad del flujo y la gran variedad de escalas involucradas en este fenómeno. Con las herramientas de procesamiento disponibles en la actualidad, la simulación de flujos auto-aireados utilizando técnicas de DNS resulta imposible para los números de Reynolds presentes en aplicaciones prácticas (Castro et al. 2016) y por este motivo métodos simplificados han sido utilizado para su modelación. Tradicionalmente, la incorporación de aire ha sido modelada utilizando un escalar pasivo que representa las burbujas y una función de incorporación de aire para representar el término fuente (Ma et al. 2011). La técnica del escalar pasivo ignora el volumen ocupado por las burbujas en el fluido y por ende es incapaz de representar el aumento del nivel de agua causado por estas (bulking). Este efecto puede ser muy significativo en rápidas y por lo que nuevas técnicas capaces de representar este fenómeno son. En este estudio, un modelo de mezcla de tres fases, capaz de representar el efecto de bulking es presentado y utilizado para simular flujos auto-aireados con alta concentración de burbujas en vertederos escalonados.

El método utilizado en este estudio se basa en el modelo de mezcla. Tres fases son consideradas: agua, aire continuo y aire disperso (o burbujas). Las ecuaciones de conservación para la mezcla son derivadas a partir de las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento para cada una de las fases (Drew y Passman, 2014). Las fases de agua y burbujas son combinadas en una mezcla de dos fases que será utilizada para el tratamiento numérico de la superficie libre. Las ecuaciones finales son:

$$\frac{\partial \alpha_m}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha_m \mathbf{u}) + \nabla \cdot \alpha_m (1 - \alpha_m) \mathbf{u}_{m-a} = S_b \quad (1)$$

$$\frac{\partial \alpha_b}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha_b \mathbf{u}) + \nabla \cdot \left[\alpha_b \left((1 - \alpha_m) \mathbf{u}_{m-a} + \frac{\alpha_w}{\alpha_m} \mathbf{v}_{b-w} \right) \right] = S_b \quad (2)$$

$$\frac{\partial \rho v}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{v} \mathbf{v}) = -\nabla p_{rgh} + \nabla \cdot (\mu_{\text{eff}} (\nabla \mathbf{u} + \nabla \mathbf{u}^T) + \mathbf{T}_{b-w} - \mathbf{T}_{m-a}) - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho + \mathbf{f}_\sigma \quad (3)$$

donde la ecuación (1) representa la conservación de masa para la mezcla agua-burbuja, la ecuación (2) representa la conservación de masa para las burbujas y la ecuación (3) la conservación de momento para la mezcla.

El término de transferencia de masa representa la transferencia de aire entre la fase de aire continuo y la fase de aire disperso. La función de incorporación de aire es descartada y un nuevo

método que no requiere calibración para la incorporación de aire es propuesto. El método VOF (Souders y Hirt, 2004) utilizado para la resolución de la superficie libre es reformulado para considerar el volumen ocupado por las burbujas. Las ecuaciones de transporte del método VOF y de transporte de burbujas son resueltas utilizando una versión modificada del algoritmo MULES que considera la naturaleza de cada ecuación y la relación entre los distintos parámetros. Un nuevo término es incorporado en la ecuación de presión que considera el efecto de la velocidad relativa entre agua y burbujas en el campo de velocidades. El modelo es implementado en la plataforma de código abierto OpenFOAM.

El modelo es validado utilizando los experimentos en vertederos escalonados de Amador (2005) para la región no aireada y los experimentos de Felder y Chanson (2013) para la región aireada. Los experimentos conducidos por Amador (2005) fueron realizados en un vertedero con 37 escalones de 5 cm de alto y 4 cm de largo, y para una descarga de 0.055 m³/s. Los estudios de Felder y Chanson (2013) fueron realizados en un vertedero de 10 escalones de 10 cm de alto y 20 cm de largo y para una descarga de 0.143 m³/s. Ambas simulaciones fueron realizadas en dominios bidimensionales con mallas computacionales y condiciones de borde similares.

Resultados

La comparación de perfiles de velocidad en el escalón número 10 obtenidos con el modelo numérico, así como los obtenidos experimentalmente por Amador (2005), son presentados en la Figura 1. Los resultados muestran muy buena correlación con los datos experimentales. El modelo tiende a subestimar la velocidad cerca de la superficie libre. La correlación es similar para el resto de los escalones.

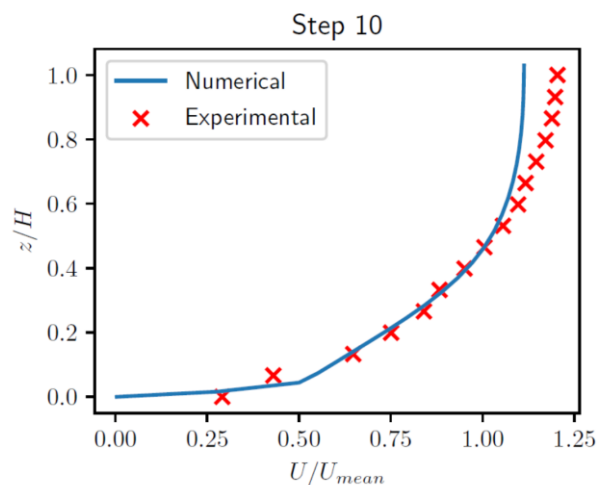


Figura 1.- Perfil de velocidad media medida en el escalón 10 por Amador (2005) y resultados de la simulación numérica.

La comparación de perfiles de concentración de aire en el escalón número 8 obtenidos con el modelo numérico, así como los obtenidos experimentalmente por Felder y Chanson (2013), son presentados en la Figura 2. Los resultados muestran muy buena

correlación con los datos experimentales. El perfil de concentración se ajusta a la distribución teórica obtenida por Chanson (1996). Al desplazarse aguas abajo, los perfiles de concentración muestran como el aire penetra hacia el interior del flujo.

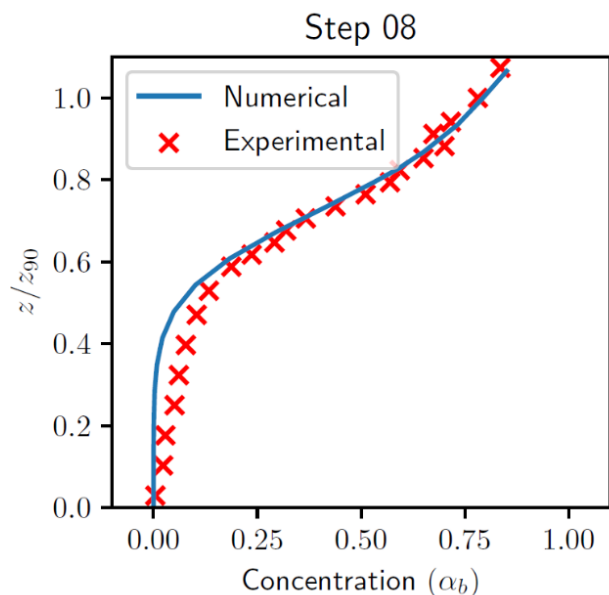


Figura 2.- Perfil de concentración de aire en escalón 10 medido en los experimentos de Felder y Chanson (2003) y resultados de la simulación numérica.

Conclusiones

En este estudio, un nuevo modelo ha sido propuesto para la simulación de flujos auto-aireados y validado con flujos sobre vertederos escalonados. La nueva metodología demostró ser capaz de representar la región aireada del flujo así como también la no-aireada. El modelo VOF modificado converge con el modelo tradicional VOF cuando no hay burbujas presentes.

Referencias

- Amador A.** (2005). *Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de hormigón compactado*. Ph.D. thesis, Polytechnic Univ. of Catalonia (UPC), Barcelona, Spain
- Castro A. M., Li J., and Carrica P. M.** (2016). *A mechanistic model of bubble entrainment in turbulent free surface flows*. International Journal of Multiphase Flow. 86, 35-55.
- Chanson, H.** (1996). *Air Bubble Entrainment in Free-Surface Turbulent Shear Flows*. Elsevier.
- Drew, D. & Passman, S.** (2014). *Theory of Multicomponent Fluids*. Springer, Verlag New York.
- Felder, S., Chanson, H.** (2013). *Aeration, flow instabilities, and residual energy on pooled stepped spillways of embankment dams*. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 139, 880–887.
- Ma, J., Oberai, A. A., Drew, D. A., Richard T. Lahey, J. & Hyman, M. C.** (2011). *A Comprehensive Sub-Grid Air Entrainment Model for RANS Modeling of Free-Surface Bubbly Flows*. The Journal of Computational Multiphase Flows. 3, 41–56.
- Souder, D. T. & Hirt, C. W.** (2004). *Modeling Entrainment of Air at Turbulent Free Surfaces in Critical Transitions*. Water and Environmental Resources Management, ASCE. Reston, VA.

MODELAGEM NUMÉRICA COMPUTACIONAL PARA O DIAGNÓSTICO DE DEFEITOS EM UMA UNIDADE GERADORA – ESTUDO DE CASO CERAN

Leandro José Lemes Stival, João Marcelo Vedovotto, Aldemir Ap Cavalini Jr, Rodrigo Cavalcanti Ribeiro Lima, Vergílio Torezan Silingardi Del Claro

Universidade Federal de Uberlândia, Brasil
leandrostival@gmail.com

Introdução

A dinâmica dos fluidos e das estruturas imersas são ramos da Engenharia Mecânica com as quais se estuda o comportamento das interações fluido-estruturais, visando aperfeiçoar vários processos na indústria, assim como entender fenômenos na natureza. O estudo desse tipo de problema pode ser feito de duas maneiras: a experimentação material e a experimentação virtual. Os métodos de análise computacional estão em franco crescimento. É importante destacar que o método computacional não substitui o experimental material, mas o complementa. Além disso, é muito versátil, permite uma análise minuciosa do problema físico e permite maior flexibilidade em relação às condições físicas. Alguns experimentos podem ser perigosos de se reproduzir em laboratório. Algumas desvantagens envolvem a necessidade de modelos numéricos adequados e de computadores robustos, conforme o problema que se está analisando.

A dinâmica dos fluidos computacional aliada a solução numérica das equações que modelam a movimentação de estruturas é uma grande aliada na compreensão de problemas de interação fluido-estrutura. Trata-se de um problema multidisciplinar, visto que envolve a mecânica dos fluidos, mecânica das estruturas, matemática pura e aplicada, engenharia de software, ciência da computação, entre outros.

Neste artigo, serão apresentados resultados das simulações tridimensionais do sistema completo, considerando o escoamento passante tanto pela caixa espiral, quanto pelo rotor (turbina Francis) em movimento. Assim, serão apresentados os conceitos envolvidos na formulação matemática da máquina virtual da unidade geradora (UG), detalhes acerca dos esforços mecânicos, elétricos e hidráulicos que atuam no sistema e uma análise de sensibilidade prévia para determinar a influência de alguns parâmetros geométricos nas respostas dinâmicas da UG. Este documento também descreve o desafio encontrado pela equipe de pesquisa ao longo do desenvolvimento da máquina virtual e a ação que será realizada para superá-lo. Finalmente, os caminhos críticos para a execução das próximas atividades serão discutidos.

O Código MFSim

O código computacional aplicado neste projeto foi escrito em FORTRAN 90. O MFSim é um código desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Fluidos (MFLab), localizado na Universidade Federal de Uberlândia (UFU), que se baseia no método dos volumes finitos e resolve o fluxo tridimensional usando formas conservativas de equações de conservação da massa e quantidade de movimento linear. O código aplica um refinamento adaptativo de malha cartesiana e regular, estruturada em blocos que reduz o custo computacional. Além disso, os sistemas lineares finais relacionados às equações de transporte foram resolvidos com base no método multigrid-multinível.

Nesse contexto, o desenvolvimento da Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD) tem se expandido para aplicações de problemas complexos envolvendo interação fluido-estrutura. Modelagem numérica tem sido empregada em projetos de energia com o objetivo de solucionar em detalhes as propriedades

dos escoamentos turbulentos. Em particular, o uso de Simulação de Grandes Escalas (LES) tem aumentado para simulações de turbinas, devido ao aumento do poder computacional disponível. O uso deste método em conjunto com o Método de Fronteira Imersa (IB) é o estado da arte da abordagem para simular escoamentos com altos números de Reynolds, com interações fluido-estrutura envolvendo geometrias complexas e móveis.

Equações Governantes

Considerando um escoamento incompressível, utilizando equação de balanço de massa e quantidade de movimento linear para o processo de filtragem da metodologia LES, é possível então obter as equações de balanço para as velocidades filtradas. Em coordenadas cartesianas e usando notação indicial, para $i, j = 1, 2, 3$ as equações podem ser escritas como:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0. \quad [1]$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}_i \bar{u}_j)}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial u_j} \left[\nu \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) - \tau_{ij} \right] + f_i \quad [2]$$

onde p é pressão, ρ é a densidade do fluido, u_i é a componente do vetor velocidade para direção i , ν é a viscosidade cinemática, e f_i é a componente i do termo fonte associado as forças das interações fluido-estrutura.

Note que o processo de filtragem das equações introduz uma nova variável no segundo termo da equação de quantidade do movimento linear do lado direito da equação [2]. Este termo é o tensor sub-filtro conhecido como Reynolds Stress Tensor (RST), definido na equação [3], e representa a contribuição dinâmica das flutuações turbulentas do sub-filtro nas escalas resolvidas do LES:

$$\tau_{ij}^{SGS} = \mu_{SGS} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right), \quad [3]$$

onde μ_{SGS} é a viscosidade do subfiltro, que é obtida utilizando, neste trabalho, o modelo dinâmico de Smagorinsky (Germano et al., 1991).

Em conexão com a formulação euleriana, que é representada pelo método LES, a formulação langrangiana do trabalho é baseado na estrutura do método de fronteira imersa (IB). O método IB usa uma metodologia com uma malha independente para definir o corpo imerso dentro do escoamento. A Figura 1 mostra um exemplo de um domínio Euleriano, Ω , que é usado para modelar o escoamento do fluido, e um domínio Lagrangiano, Γ , que modela uma esfera sólida imersa no domínio do fluido. O volume, $\Delta\Omega$, do elemento Euleriano é h^3 , onde h é o comprimento dos volumes de controle nas três direções. A malha Lagrangiana é construída de forma que o volume Lagrangiano, $\Delta\Gamma$, seja igual ao Euleriano, ou seja, $\Delta\Gamma = \Delta A \cdot h = h^3$, onde ΔA é a área do elemento Lagrangiano, então $\Delta A = h^2$.

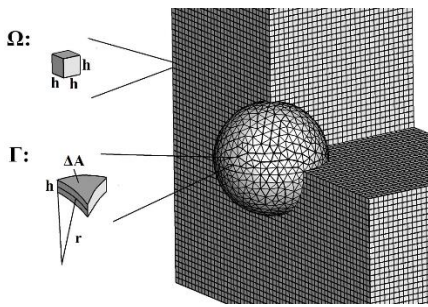


Figura 1.- Exemplo da conexão entre as malhas do domínio Euleriano e Lagrangiano.

O termo de força, f_i , na equação de momento controla o definição das fronteiras imersas. Para calcular esta força é comumente utilizada uma função de distribuição:

$$f_i(\vec{x}) = \sum_K \vec{F}(\vec{x}_K) D_{ij}(\vec{x} - \vec{x}_K) \Delta V(\vec{x}_K), \quad [4]$$

onde \vec{x} é a coordenada Euleriana, \vec{x}_K é a coordenada do elemento Lagrangiano, $\Delta V(\vec{x}_K)$ é o volume do volume de controle (i), D_{ij} representa a função de distribuição. Esta função apresenta uma representação importante, pois quando os volumes de controle Eulerianos estão longe dos pontos de Lagrangianos, menor é o valor da força distribuída nesses pontos.

Portanto, $\vec{F}(\vec{x}_K)$ representa a força em um ponto Lagrangiano, que será distribuído no campo euleriano para delimitar a fronteira. Além disso, a equação de quantidade do movimento linear ainda é válida em cada um dos pontos Lagrangianos (Vedovoto, Serfaty e Silveira Neto, 2015).

Como visto nos parágrafos acima, a fórmula matemática envolvendo os métodos LES e IB é baseada em dois referenciais diferentes. A primeira abordagem correlaciona o sistema Euleriano, enquanto o segundo traz a perspectiva Lagrangiana do corpo imerso distribuído ao longo do escoamento.

Domínio Computacional

Para solução das equações no domínio Euleriano, as equações são discretizadas utilizando a Metodologia da Fronteira Imersa (IB), em malhas cartesianas. Para tanto, um domínio computacional cartesiano deve ser fornecido. Tal domínio é uma caixa tridimensional, com dimensões 9.6 x 9.6 x 4.5 m, nas direções x, y e z, respectivamente. Todo o conjunto (caixa espiral / rotor) é imerso dentro desta caixa computacional, conforme as Figura 2. Note que as direções y e z das análises de CFD são as direções Z e Y associadas aos modelos do eixo e mancais da UG.

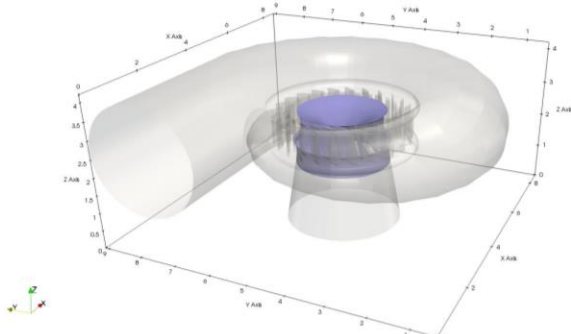


Figura 2.- Domínio computacional Euleriano com as fronteiras imersas em seu interior.

Considerações Finais

Apesar do alto custo, a vantagem incontestável da abordagem

adotada no presente trabalho é a possibilidade da simulação de uma condição real, transiente, com efeitos de interação fluido-estrutura, com modelagem da turbulência compatível com uma máquina hidráulica real. A simulação das grandes escalas, metodologia aqui adotada, permite a captura de fenômenos como vórtices em formato helicoidal (tranças) a jusante da turbina Francis, como pode ser evidenciado na Figura 2.

Neste trabalho, já com a metodologia, malha, condições de operação e de contorno estabelecidas, é possível também fazer a análise estatística da turbulência, ou seja, a partir de sondas numéricas distribuídas ao longo do domínio computacional de interesse, em pós-processamento, sendo possível a análise proveniente da captura de variações instantâneas de velocidade e pressão, consequentemente de energia cinética turbulenta, para determinação das frequências de emissão e aparecimento de vórtices mais proeminentes. Salienta-se que o desprendimento, geração e interação destas estruturas turbilhonares de alta intensidade podem ser responsáveis por diversos defeitos em estruturas imersas em fluidos.

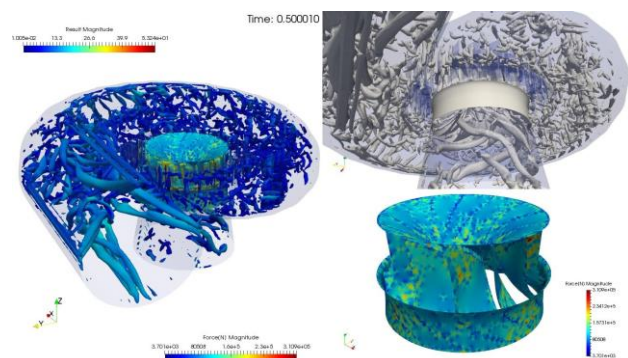


Figura 3.- Visualização do campo instantâneo das estruturas turbilhonares mais intensas presente no escoamento sobre uma turbina Francis.

Salienta-se que estes resultados são encorajadores, mas preliminares ainda nessa fase de submissão. Novas análises são necessárias. Nas próximas simulações, o rotor e o escoamento a montante e a jusante serão instrumentados com sondas virtuais de pressão e velocidade, para avaliação da intensidade da turbulência e determinação de informações como frequências de emissão e passagem de vórtices em regiões específicas de interesse. Será investigado também um possível refinamento maior da região onde se encontra o rotor.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer as empresas Foz do Chapecó, Baesa, Enercan e Ceran pelo apoio técnico e financeiro, através do projeto de Pesquisa e Desenvolvimento PD-02949-3007/2021- “Solução integrada para o diagnóstico de defeitos, análise dinâmica e monitoramento contínuo de unidades geradoras francis” com recursos do programa de P&D da ANEEL.

Referências Bibliográfica

- Vedovoto, J. A. M., Serfaty, R., and Silveira Neto, A. D. (2015). “Mathematical and Numerical Modeling of Turbulent Flows,” *Anais da Academia Brasileira de Ciências*, Vol. 87, pp. 1195 – 1232.
- Germano, M., Piomelli, U., Moin, P., and Cabot, W. H. (1991). “A dynamic subgrid-scale eddy viscosity model,” *Physics of Fluids A: Fluid Dynamics* 3, pp. 1760–1765.

VALIDAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL MFSIM ADAPTADO PARA MODELAGEM NUMÉRICA EM TURBOMÁQUINAS – ESTUDO DE CASO FÓZ DO CHAPECÓ

Leandro José Lemes Stival, João Marcelo Vedovotto, Aldemir Ap Cavalini Jr, Rodrigo Cavalcanti Ribeiro Lima, Vergílio Torezan Silingardi Del Claro

Universidade Federal de Uberlândia, Brasil
leandrostival@gmail.com

Introdução

O desenvolvimento da Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD) tem se expandido para aplicações de problemas complexos envolvendo interação fluido-estrutura. Modelagem numérica tem sido empregada em projetos de energia com o objetivo de solucionar em detalhes as propriedades dos escoamentos turbulentos. Em particular, o uso de Simulação de Grandes Escalas (LES) tem aumentado para simulações de turbinas, devido ao aumento do poder computacional disponível. O uso deste método em conjunto com o Método de Fronteira Imersa (IB) é o estado da arte da abordagem para simular escoamentos com altos números de Reynolds, com interações fluido-estrutura envolvendo geometrias complexas e móveis.

Neste artigo, serão apresentados resultados das simulações tridimensionais do sistema completo, considerando o escoamento passando tanto pela caixa espiral, quanto pelo rotor (turbina Francis) em movimento. Assim, serão apresentados os conceitos envolvidos na formulação matemática da máquina virtual da unidade geradora (UG), detalhes acerca dos esforços mecânicos, elétricos e hidráulicos que atuam no sistema e uma análise de sensibilidade prévia para determinar a influência de alguns parâmetros geométricos nas respostas dinâmicas da UG.

O Código MFSim

O código computacional aplicado neste projeto foi escrito em FORTRAN 90. O MFSim é um código desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Fluidos (MFLab), localizado na Universidade Federal de Uberlândia (UFU), que se baseia no método dos volumes finitos e resolve o fluxo tridimensional usando formas conservativas de equações de conservação da massa e quantidade de movimento linear. O código aplica um refinamento adaptativo de malha cartesiana e regular, estruturada em blocos que reduz o custo computacional. Além disso, os sistemas lineares finais relacionados às equações de transporte foram resolvidos com base no método multigrid-multinível.

Equações Governantes

Considerando um escoamento incompressível, utilizando equação de balanço de massa e quantidade de movimento linear para o processo de filtragem da metodologia LES, é possível então obter as equações de balanço para as velocidades filtradas. Em coordenadas cartesianas e usando notação indicial, para $i, j = 1, 2, 3$ as equações podem ser escritas como:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0. \quad [1]$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}_i \bar{u}_j)}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\nu \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) - \tau_{ij} \right] + f_i \quad [2]$$

onde p é pressão, ρ é a densidade do fluido, u_i é a componente do vetor velocidade para direção i , ν é a viscosidade cinemática, e f_i é a componente i do termo fonte associado as forças das interações fluido-estrutura.

Note que o processo de filtragem das equações introduz uma nova

variável no segundo termo da equação de quantidade do movimento linear do lado direito da equação [2]. Este termo é o tensor sub-filtro conhecido como Reynolds Stress Tensor (RST), definido na equação [3], e representa a contribuição dinâmica das flutuações turbulentas do sub-filtro nas escalas resolvidas do LES:

$$\tau_{ij}^{SGS} = \mu_{SGS} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right), \quad [3]$$

onde μ_{SGS} é a viscosidade do subfiltro, que é obtida utilizando, neste trabalho, o modelo dinâmico de Smagorinsky (Germano et al., 1991).

Domínio Euleriano

A discretização espacial das equações de transporte relativas ao domínio euleriano é feita pelo método dos volumes finitos com um arranjo deslocado para as componentes da velocidade. Para isso, uma malha bloco-estruturada é utilizada. A discretização temporal dessas equações é feita através de métodos semi-implícitos de segunda ordem. Nesse sentido, o passo de tempo varia ao decorrer das simulações para atender a restrição temporal desses métodos. O acoplamento pressão-velocidade é feito utilizando um método de projeção baseado na técnica de passos fracionado. Por fim, os sistemas lineares resultantes correspondentes às equações de transporte podem ser solucionados através do método multigrid-multinível ou utilizando a biblioteca PETSc.

No código MFSim, a malha euleriana é bloco-estruturada com refinamento local adaptativo. Sendo assim, as equações de Navier-Stokes discretizadas são resolvidas por meio de uma hierarquia de malhas cartesianas devidamente refinadas. Os níveis de refinamento são formados pela união de blocos de malhas orientadas com espaçamentos sequencialmente menores (Vedovotto, Serfaty e Silveira Neto, 2015).

A malha de um nível mais fino é gerada sobrepondo a de um nível mais grosso (Figura 1), em regiões pré-definidas ou em regiões que variam com o tempo conforme o critério de refinamento adotado. Tem-se um certo interesse em refinar localmente regiões de instabilidades no escoamento, regiões de grande intensidade turbulenta, regiões próximas a paredes, regiões onde se tem a interface entre dois fluidos e ate mesmo regiões com a presença de partículas. Como o refinamento pode ser posicionado somente onde e necessário, consegue-se reduzir o custo computacional e garantir uma maior acurácia numérica.

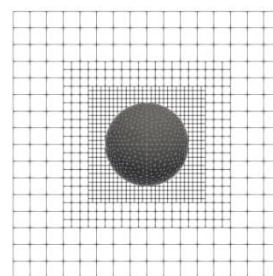


Figura 1. - A malha bloco-estruturada com refinamento local no MFSim.

Domínio Lagrangiano

No presente trabalho, o domínio lagrangiano foi empregado no neste trabalho para representar geometrias imersas no escoamento que não podem ser construídas utilizando uma malha computacional bloco estruturada. As geometrias imersas no escoamento são tratadas no domínio lagrangiano pelo módulo IB do código MFSim. Em conexão com a formulação euleriana, que é representada pelo método LES, a formulação langrangiana do trabalho é baseado na estrutura do método de fronteira imersa (IB). O método IB usa uma metodologia com uma malha independente para definir o corpo imerso dentro do escoamento. A Figura 1 mostra um exemplo de um domínio Euleriano que é usado para modelar o escoamento do fluido, e um domínio Lagrangiano que modela uma esfera sólida imersa no domínio do fluido. O volume do elemento Euleriano é a multiplicação dos comprimentos dos volumes de controle nas três direções. A malha Lagrangiana é construída de forma que o volume Lagrangiano, seja igual ao Euleriano.

O termo de força, f_i , na equação de momento controla a definição das fronteiras imersas. Para calcular esta força é comumente utilizada uma função de distribuição:

$$f_i(\vec{x}) = \sum_K \vec{F}(\vec{x}_K) D_{ij}(\vec{x} - \vec{x}_K) \Delta V(\vec{x}_K), \quad [4]$$

onde \vec{x} é a coordenada Euleriana, \vec{x}_K é a coordenada do elemento Lagrangiano, $\Delta V(\vec{x}_K)$ é o volume do volume de controle (i), D_{ij} representa a função de distribuição. Esta função apresenta uma representação importante, pois quando os volumes de controle Eulerianos estão longe dos pontos de Lagrangianos, menor é o valor da força distribuída nesses pontos.

Portanto, $\vec{F}(\vec{x}_K)$ representa a força em um ponto Lagrangiano, que será distribuído no campo euleriano para delimitar a fronteira. Além disso, a equação de quantidade do movimento linear ainda é válida em cada um dos pontos Lagrangianos (Vedovoto, Serfaty e Silveira Neto, 2015).

Setup do MFSim para Francis

A simulação CFD envolve o uso das leis fundamentais da mecânica, que regem as equações da dinâmica dos fluidos para formular matematicamente um problema físico. Uma vez formulados, os recursos de computação usam métodos numéricos para resolver as equações usando o MFSim para obter as soluções numéricas para as propriedades físicas envolvidas. A precisão da simulação no MFSim depende da fidelidade do modelo, aproximações e suposições utilizadas, validação experimental e recursos computacionais disponíveis. É importante planejar a simulação no MFSim para usá-la como uma ferramenta eficaz em projeto e análise.

Neste trabalho, na qual o menor elemento é um cubo e possui arestas com dimensão 75 mm, sendo que o domínio computacional foi subdividido em 24 x 28.8 x 19.2 m de volume de controle. Numericamente, isto quer dizer que para a solução das equações de transporte, a cada iteração (avanço de passo de tempo), cerca de 13 milhões de equações devem ser resolvidas simultaneamente, se utilizarmos uma malha uniforme. Mesmo que o uso de processamento paralelo amenize o custo computacional de solução destas equações. Entretanto, estamos empregando uma malha bloco-estruturada com refinamento local em tornos das células da malha lagrangiana, e com isso há uma redução significativa no número de volumes a serem simulados. A Figura 3 e 4 demonstra a correlação entre a malha euleriana com a malha lagrangiana superficial representando o domínio sólido.

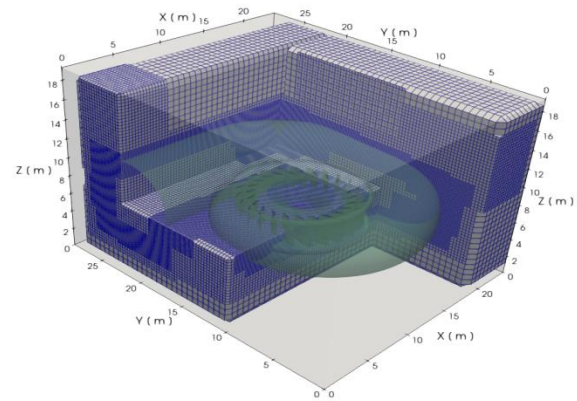


Figura 3.- Domínio computacional Euleriano com as fronteiras imersas em seu interior.



Figura 4.- Conexão da malha Lagrangiana e Euleriana.

As simulações visam ser realizadas com uma malha adaptativa composta por 4 níveis. O arranjo inicial da malha é configurado com 20 x 24 x 16 volumes para a grade mais grossa (nível base) nas direções xyz usando grade uniforme hexaédrica, obtendo um cálculo inicial com aproximadamente 13 milhões volumes de controle. A partir dessa configuração inicial, foi implementado um refinamento de malha ao redor das pás e da A condição de vazão de entrada foi realizada utilizando um valor nominal de 483 m³/s, velocidade de entrada foi $u=9.42$, $v=0$ e $w=0$ m/s, no código MFSim, caracterizando então um tipo de condição de contorno de Dirichlet. As condições de contorno para os planos laterais (xz -planos), plano superior (xy -plano), e o plano inferior (xy -plane) estabelece uma condição de contorno de Neumann. Uma condição de contorno de Neumann foi usada para questões de pressão, enquanto uma condição advectiva foi empregada na condição de saída na parte inferior do domínio, que varia no tempo permitindo que estruturas vórtices saiam do domínio computacional sem refletir de volta no domínio ou perturbar a solução no domínio interno.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer as empresas Foz do Chapecó, Baesa, Enercan e Ceran pelo apoio técnico e financeiro, através do projeto de Pesquisa e Desenvolvimento PD-02949- 3007/2021– “Solução integrada para o diagnóstico de defeitos, análise dinâmica e monitoramento contínuo de unidades geradoras francis” com recursos do programa de P&D da ANEEL.

Referências Bibliográfica

- Vedovoto, J. A. M., Serfaty, R., and Silveira Neto, A. D. (2015). “Mathematical and Numerical Modeling of Turbulent Flows,” *Anais da Academia Brasileira de Ciências*, Vol. 87, pp. 1195 – 1232.
- Germano, M., Piomelli, U., Moin, P., and Cabot, W. H. (1991). “A dynamic subgrid-scale eddy viscosity model,” *Physics of Fluids A: Fluid Dynamics* 3, pp. 1760–1765.

MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA ESTUDO DE DISTRIBUIÇÃO DE VAZÃO VOLUMÉTRICA EM VERTEDORES LABIRINTOS DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Amauri Oliveira de Almeida, Jayme Pinto Ortiz

Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Brasil
amauri.almeida@usp.br; jportiz@usp.br

RESUMO:

O saneamento básico é fundamental para garantir a saúde pública e a proteção do meio ambiente. As estações de tratamento de esgoto (ETE) são instalações centrais na estrutura do saneamento básico e apresentam diversos desafios tecnológicos para uma operação mais eficiente, não somente do ponto de vista de tratamento, mas também do ponto de vista energético. Este trabalho propõe a utilização de uma abordagem *CFD* (*Computational Fluid Dynamics*) para a análise das distribuições das vazões e para avaliar alternativas que proporcionem uma melhora dessa distribuição, de modo a aumentar o desempenho da estação. Os modelos e as simulações foram desenvolvidos utilizando-se o software *Ansys Fluent* versão R1 2021, que utiliza o Método dos Volumes Finitos, e as simulações foram feitas todas em regime permanente. Foram utilizadas malhas do tipo híbrida compostas por elementos prismáticos, poliédricos e hexaédricos. Foi adotado o modelo de turbulência *kappa-epsilon* padrão com funções de parede. Os resultados obtidos indicam que os modelos desenvolvidos conseguem reproduzir as características do escoamento observado no protótipo. A validação do modelo mostrou que os desvios em relação aos dados experimentais ficam sempre abaixo de 5 %. Também foi possível concluir a partir dos modelos que é possível alterar a distribuição de vazões por meio da imposição de um desnível entre os vertedouros ou pelo fechamento parcial de um dos vertedouros. Um desnível de 5 cm entre as cristas dos vertedores provoca uma diferença de vazão de 1,4 m³/s e a mesma diferença de vazão foi obtida quando foram fechados dois ciclos em um dos vertedores.

ABSTRACT:

Basic sanitation is essential to guarantee public health and environmental protection. Wastewater treatment plants (WWTP) are central facilities in the basic sanitation structure and present several technological challenges for a more efficient operation, not only from the treatment point of view but also from the energy point of view. This work proposes the use of Computational Fluid Dynamics (CFD) to analyze the flow distributions and to provide an improvement in this distribution in order to increase the station's performance. The models and simulations were developed using Ansys Fluent R1 Version 2021, which uses the Finite Volume Method and the simulations were all carried out in steady state. Hybrid meshes composed of prismatic, polyhedral and hexahedral elements were used. The standard kappa-epsilon turbulence model with wall functions was adopted. The results obtained indicate that the developed models are able to represent the prototypes well. The validation of the model showed that the deviations from the experimental data are always below 5 %. It was also possible to conclude from the models that it is possible to change the flow distribution by imposing a gap between the spillways or by partially closing one of the spillways. A difference of 5 cm between the crests of the weirs causes a flow difference of 1.4 m³/s and the same flow difference was obtained when two cycles were closed in one of the weirs.

PALAVRAS-CHAVE: *CFD*. ETE. Método dos Volumes Finitos.

INTRODUÇÃO

No presente trabalho desenvolveu-se um estudo numérico-computacional de distribuição de vazões dos vertedores situados entre as etapas de tratamento preliminar e de tratamento primário da estação de tratamento de esgoto sanitário da Sabesp que se localiza na cidade de Barueri – ETE Barueri. O tratamento preliminar dessa estação conta com quatro caixas de areia (CX) seguidos de quatro tanques de pré-aeração (TP) e dois vertedores (bicos de pato – BP) que distribuem a vazão para dois módulos que contam, cada um, com oito decantadores primários (DP). Na Figura 1 pode ser visualizada a estação como um todo, com a identificação dos dois módulos que operam cada um com uma vazão nominal de 8 m³/s. Na Figura 2 estão identificados de modo esquemático o canal que recebe a vazão bombeada, os canais das grades mecanizadas (GM), as caixas de areia (CX), os tanques de pré-aeração (TP) e os vertedores (BP).



Figura 1.-Vista aérea da ETE Barueri.

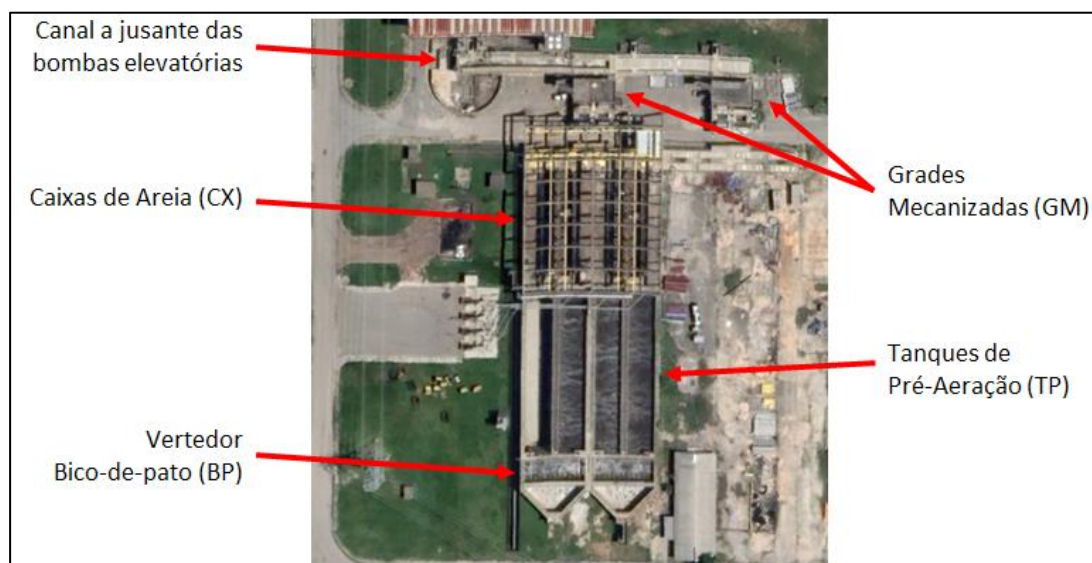


Figura 2.- Vista aérea da região do tratamento preliminar e do vertedor.

Neste trabalho modelou-se a região dos vertedores com uma ferramenta *CFD* de modo a possibilitar uma maneira conveniente de estudar a distribuição de vazões e analisar possíveis alternativas de intervenção para modificar a distribuição de vazões e permitir um melhor controle operacional quando necessário. Na Figura 3 pode ser observada uma vista do escoamento a montante de um dos vertedores e na Figura 4 é possível visualizar parte do vertedor labirinto ensecado.



Figura 3.- Vista de montante de um dos vertedores em operação.



Figura 4.- Vista de montante de um dos vertedores ensecados.

METODOLOGIA

Este trabalho se desenvolveu em duas etapas básicas: a construção das geometrias dos modelos baseados nas dimensões dos protótipos em escala real e a simulação *CFD* dos escoamentos.

Geometrias dos modelos

Foram construídos dois modelos da região dos vertedores, um com a situação de operação independente por meio da separação pela introdução de um *stop log* e outro com a operação conjunta dos vertedores sem o *stop log*. Nas Figura 5 e 7, podem ser observados a geometria e o modelo para os módulos independentes, com as indicações das entradas e saídas do escoamento. Nas Figuras 6 e 8 podem ser vistos a geometria e o modelo com a integração dos dois módulos de vertedores, com as indicações das entradas e saídas do escoamento.

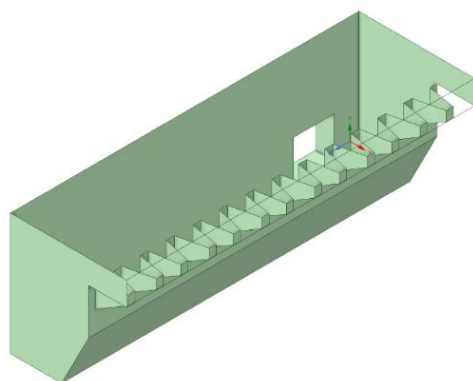


Figura 5.- Geometria do modelo para um módulo do vertedor BP.

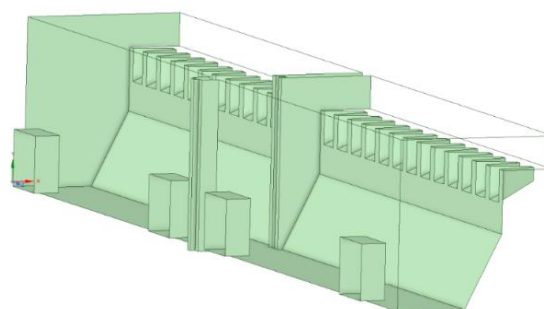


Figura 6.- Geometria do modelo para os dois módulos do vertedor BP.

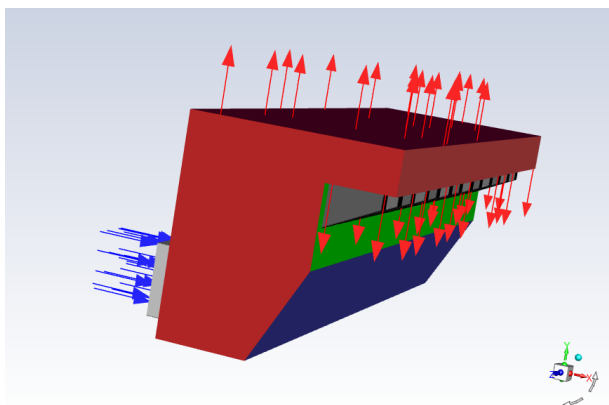


Figura 7.- Modelo com indicação de entradas e saídas do escoamento para um vertedor.

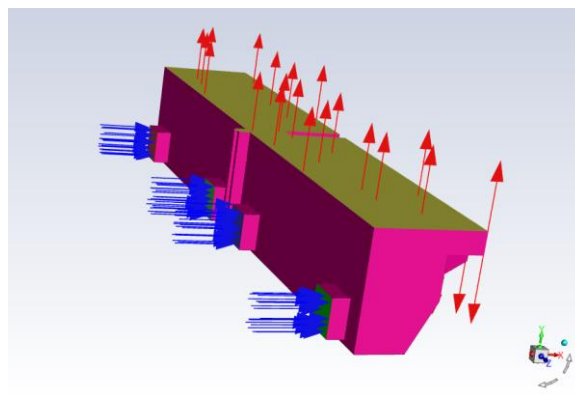


Figura 8.- Modelo com indicações de entradas e saídas do escoamento para dois vertedores.

Malhas

A malha para a simulação do modelo da região dos Bicos de Pato com *stop log* foi construída com 788.551 elementos, sendo que os tamanhos dos elementos variam de 1,5 a 16 centímetros. Esta malha pode ser visualizada na Figura 9 e é constituída de elementos prismáticos, poliédricos e hexaédricos. Na Figura 10 está destacada a região do vertedor no mesmo plano de corte da Figura 9. Na Tabela 1 é possível verificar a distribuição dos principais parâmetros de qualidade da malha utilizada nas simulações do modelo dos Bicos de Pato com *stop log*. Esses valores satisfazem as boas práticas de simulações *CFD* e as recomendações da *Ansys*.

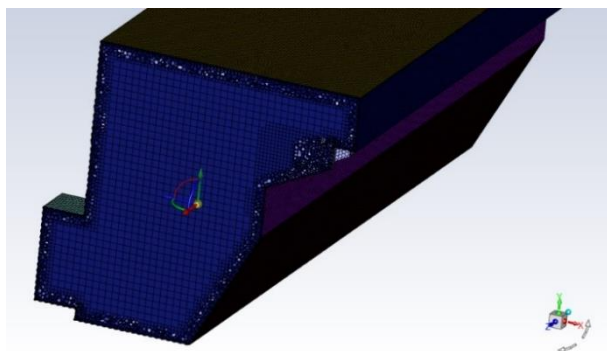


Figura 9.- Malha utilizada no modelo com a presença de *stop log* com corte passando pela adufa.

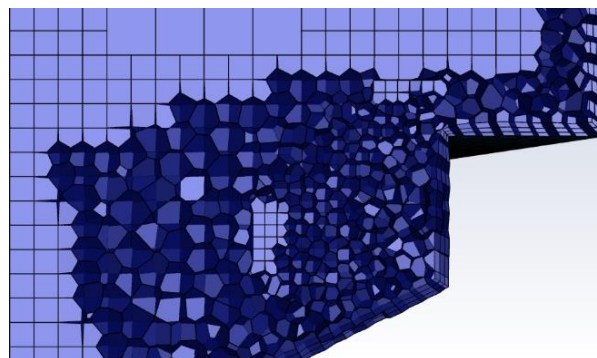


Figura 10.- Vista em corte da malha utilizada no modelo com *stop log* destacando a região do vertedor.

Tabela 1.- Qualidade da malha – modelo com *stop log*

Valor	Qualidade ortogonal [-]	Distorção [-]	Razão de aspecto [-]
Máximo	1	0,8	26
Mínimo	0,2	0	1
Médio	0,94	0,06	3,4
Recomendado	> 0,1	< 0,5	< 10

Já a malha para a simulação do modelo da região dos Bicos de Pato sem stop log foi construído com 1595105 elementos, sendo que os tamanhos dos elementos também variam de 1,5 a 16 centímetros. Essa malha pode ser visualizada na Figura 11 e é constituída de elementos prismáticos, poliédricos e hexaédricos. Na Tabela 2 é possível verificar a distribuição dos principais parâmetros de qualidade da malha utilizada nas simulações do modelo dos Bicos de Pato sem *stop log*. Esses valores satisfazem as boas práticas de simulações *CFD* e as recomendações da *Ansys*.

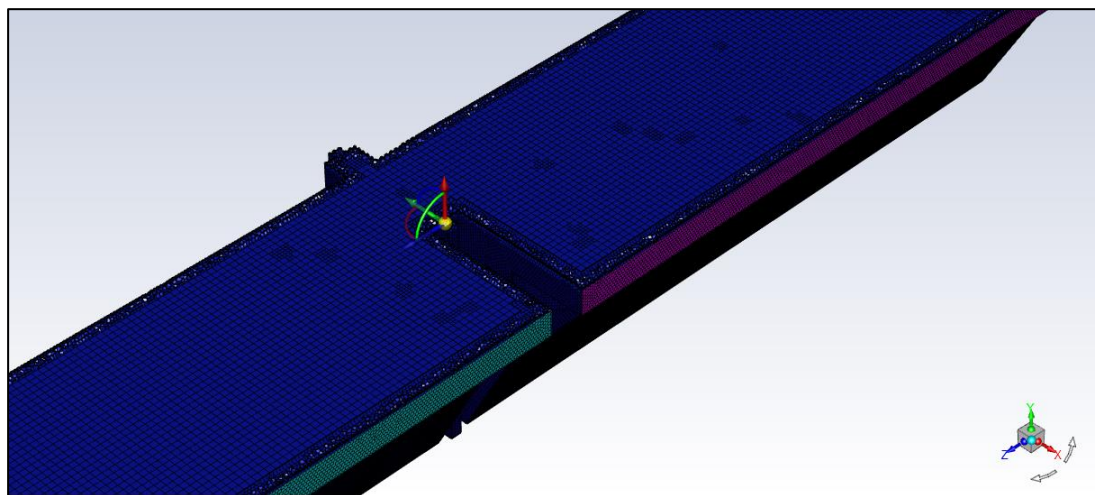


Figura 11.- Malha utilizada para a simulação do modelo sem *stop log*.

Tabela 2.- Qualidade da malha – modelo sem *stop log*

Valor	Qualidade ortogonal [-]	Distorção [-]	Razão de aspecto [-]
Máximo	1	0,8	24,5
Mínimo	0,2	0	1
Médio	0,94	0,06	3,4
Recomendado	> 0,1	< 0,5	< 10

Fundamentação teórica

As equações que modelam o escoamento dos fluidos do presente estudo são a equação da continuidade Equação 1 e a Equação 2, conhecida como RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes). Essa última equação apresenta os tensores de Reynolds, que necessitam ser modelados para tornar a solução do sistema possível. Para fechar o problema da turbulência são utilizadas as Equações (WILCOX, 1994).

$$\frac{\partial \rho_m}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_m U_j)}{\partial x_j} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial(\rho_m U_i)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_m U_i U_j)}{\partial x_j} = -\frac{\partial(P)}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \mu \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) + \frac{\partial}{\partial x_j} (-\rho \overline{U_i U_j'}) \quad [2]$$

Adotando-se a hipótese de Boussinesq, Equação 3, para modelar as tensões de Reynolds, surge uma nova variável: a viscosidade turbulenta, μ_t , Equação 6, que é calculada a partir da energia cinética turbulenta, Equação 4 e da taxa de dissipação turbulenta, Equação 5 (WILCOX, 1994).

$$-\rho \overline{U_i U_j} = 2\mu_t E_{ij} - \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} \quad [3]$$

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \text{div}(\rho k \mathbf{U}) = \text{div}\left(\frac{\mu_t}{\sigma_k} \text{grad } k\right) + 2\mu_t E_{ij} \cdot E_{ij} - \rho \epsilon \quad [4]$$

$$\frac{\partial(\rho \epsilon)}{\partial t} + \text{div}(\rho \epsilon \mathbf{U}) = \text{div}\left(\frac{\mu_t}{\sigma_\epsilon} \text{grad } \epsilon\right) + C_{1\epsilon} \frac{\epsilon}{k} 2\mu_t E_{ij} \cdot E_{ij} - C_{2\epsilon} \rho \frac{\epsilon^2}{k} \quad [5]$$

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad [6]$$

Como se trata de um escoamento bifásico (água / ar) as propriedades do fluido são calculadas considerando as frações volumétricas da água e do ar em cada célula, Equações 7 e 8 (ANSYS Fluent Theory Guide, 2021).

$$\rho_m = \alpha_a \rho_a + \alpha_{ar} \rho_{ar} \quad [7]$$

$$\mu_m = \alpha_a \mu_a + \alpha_{ar} \mu_{ar} \quad [8]$$

As simulações dos escoamentos foram realizadas com a utilização da ferramenta *Ansys Fluent*, que utiliza o método dos volumes finitos para calcular o escoamento. A malha utilizada nas simulações foi do tipo híbrida, composta por elementos prismáticos, tetraédricos e hexaédricos. E as malhas foram limitadas a cerca de dois milhões de elementos. O modelo de turbulência utilizado foi o *kappa-epsilon* padrão e o modelo multifásico adotado foi o modelo VOF (*Volume of Fluid*). As condições de contorno estabelecidas foram: velocidade uniforme nas entradas e saídas com pressão atmosférica.

Validação do modelo

A vazão em um vertedor hidráulico do tipo labirinto-trapezoidal é dada pela Equação 9, na qual C_Q é o coeficiente de vazão do vertedor, L é o comprimento total da soleira do vertedor, h_{vert} é a carga hidráulica sobre a soleira da crista do vertedor e g é a aceleração da gravidade (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).

$$Q_{vert} = C_Q \cdot L \cdot (h_{vert})^{1,5} \sqrt{2g} \quad [9]$$

Conhecidas as alturas do nível de água sobre a crista do vertedor, as vazões podem ser calculadas a partir da Equação 9. O comprimento total da soleira, L , correspondente a um módulo, é de 50,12 metros e os valores de C_Q foram obtidos experimentalmente por meio de um modelo em escala reduzida (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).

Na Tabela 3 estão dispostos, os valores de vazão Q utilizados, os respectivos valores experimentais e simulados de carga h_{vert} , assim como os valores dos erros percentuais do valor simulado em relação ao valor experimental.

A partir dos resultados obtidos nas simulações realizadas para diferentes vazões, dos resultados experimentais e dos resultados teóricos, obteve-se o gráfico da Figura 12, que permite a comparação dos três métodos distintos. Os resultados são concordantes, o que é um bom indicativo quanto a confiabilidade do modelo computacional.

Tabela 3.- Comparação dos resultados simulados com os experimentais para a carga na crista do vertedor.

Q [m ³ /s]	h exp. [cm]	h simula. [cm]	Erro [%]
6,45	17,00	16,979	0,41
6,06	16,20	16,056	0,64
5,98	16,05	15,667	2,88
5,78	15,70	15,777	4,49
5,54	15,25	15,265	4,10
5,35	14,70	14,845	0,00
5,08	14,20	14,200	0,99
4,75	13,60	14,158	0,10
4,73	13,55	14,158	0,49
4,37	12,90	12,528	2,39
4,13	12,15	12,228	0,89
3,75	11,30	11,346	0,12

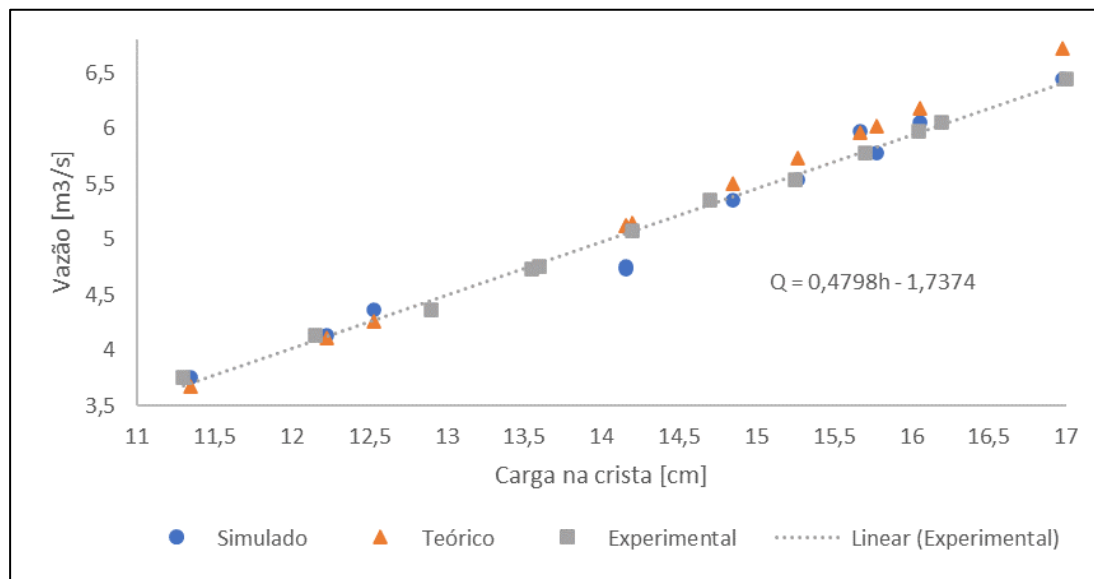


Figura 12.- Resultados simulados, teóricos e experimentais para a carga na crista do vertedor.

RESULTADOS

Na Figura 13, pode ser visualizado o resultado para uma das simulações realizadas utilizando o modelo para um único vertedor. Nesse caso, a superfície verde representa o nível da água e é possível observar o vertimento em uma estrutura triangular trapezoidal como ocorre no protótipo. O mesmo comportamento foi obtido com o modelo para dois vertedores, como pode ser observado na Figura 14.

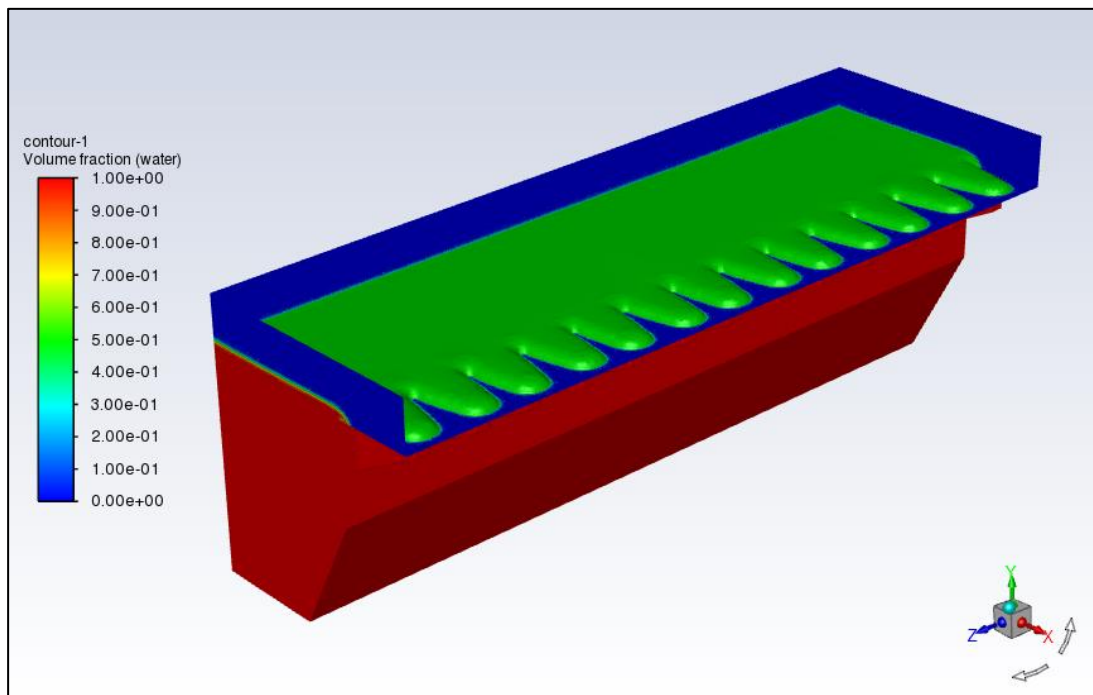


Figura 13.- Superfície livre do escoamento por um vertedor.

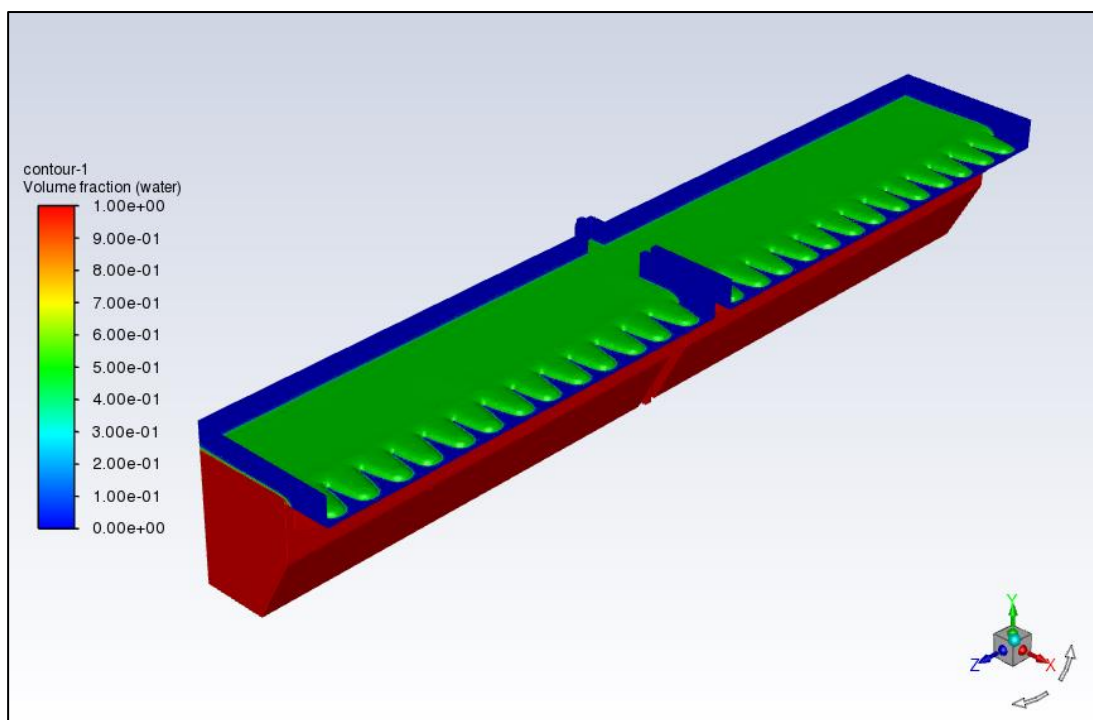


Figura 14.- Superfície livre do escoamento por dois vertedores.

O levantamento da curva cota vazão com a validação do modelo computacional apresentada na Figura 12, permitiu a extrapolação dos resultados, considerando projeções de vazão para 2030/2040, em função de futuros projetos de expansão da ETE. A Tabela 4 resume alguns desses valores, para 1 vertedor operando, a partir da vazão nominal atual da ETE. Na Figura 15 pode ser visualizada a curva cota vazão extrapolada para valores de vazão em 1 vertedor que vão de 3,75 m³/s até 17,5 m³/s, já na Figura 16 podem ser observados os perfis de linhas d'água para diferentes valores de vazões.

Tabela 4.- Comparação dos resultados simulados com os experimentais para a carga na crista do vertedor.

H vert [cm]	Q vert [m3/s]
20,6	8,0
24,9	11,5
27,4	13,5
33,0	17,5

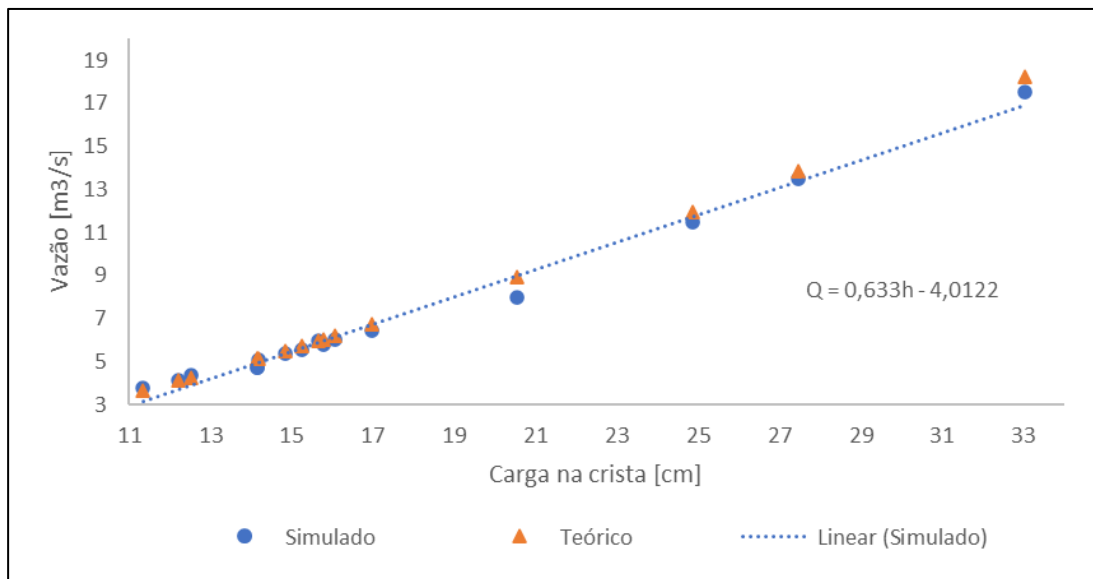


Figura 15.- Resultados simulados, teóricos, experimentais e extrapolados para a carga na crista do vertedor.

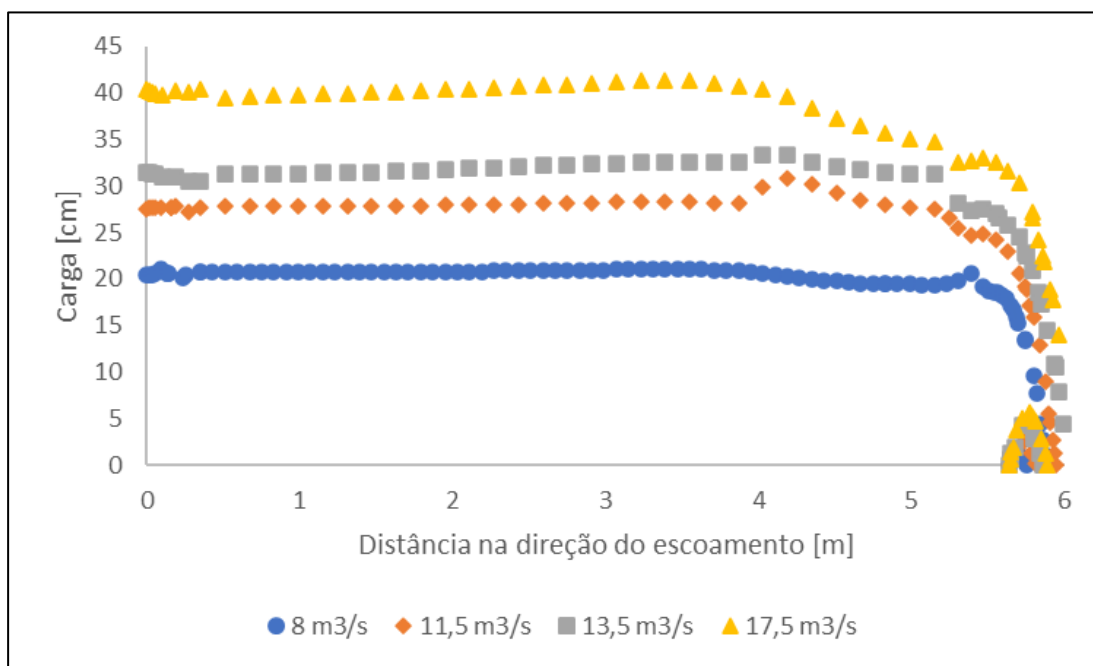


Figura 16.- Perfis de nível da água para diferentes valores de vazão.

A imposição de um desnível entre as soleiras dos dois vertedores, que se comunicam hidráulicamente e formam um vaso comunicante, permite a determinação das diferenças entre os valores de vazões que são direcionadas para cada vertedouro em função do desnível pré-estabelecido. Na Figura 17 pode ser observado o que ocorre quando há um desnível de 20 cm entre os vertedouros. Nesse caso o nível do vertedouro da esquerda (vista de jusante – módulo 1) está elevado de 20 cm em relação ao nível do vertedouro da direita, o que implica que o vertedouro da direita terá uma vazão maior. A Figura 18 mostra a situação relativa dos vertedouros de forma mais próxima e detalhada.

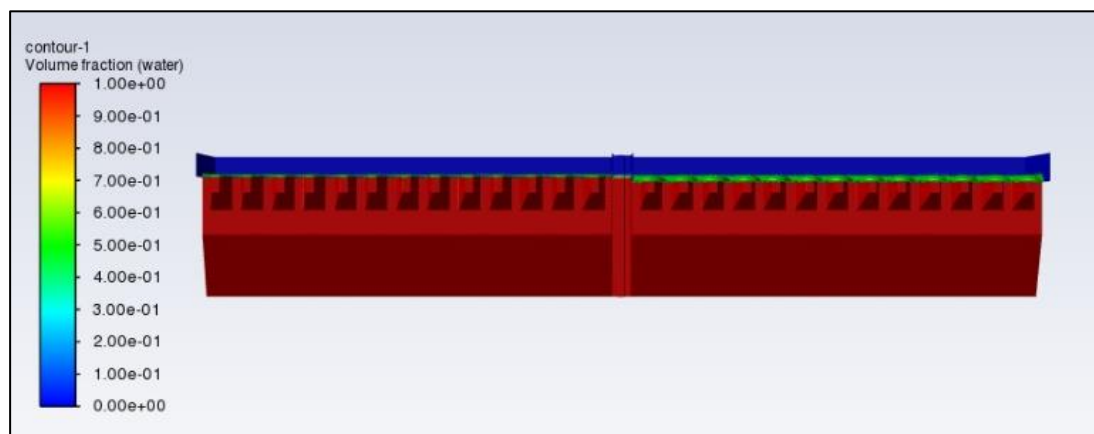


Figura 17.- Vista de jusante dos vertedores com as frações volumétricas da água: desnível de 20 cm.

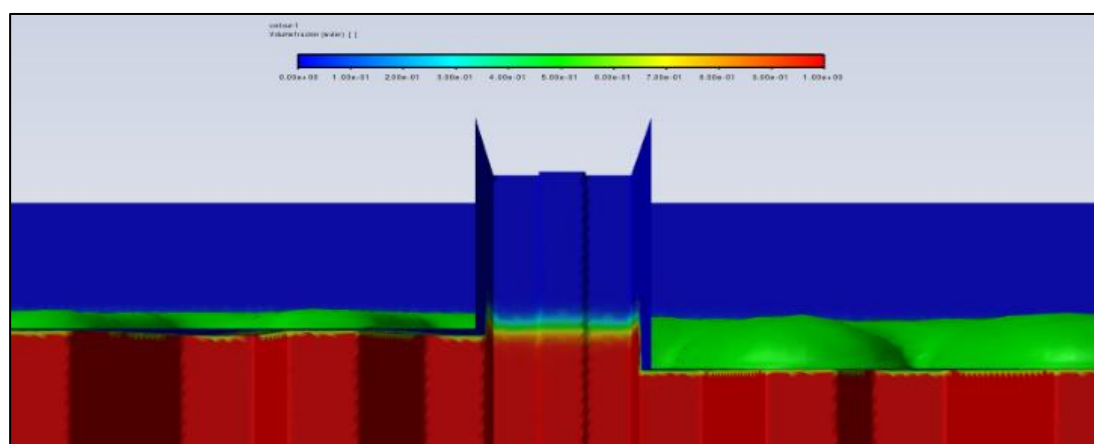


Figura 18.- Detalhe da vista de jusante dos vertedores com as frações volumétricas da água: desnível de 20 cm.

Na Tabela 5 estão dispostos os resultados das simulações realizadas com o modelo da região dos BP e com um desnível crescente de 5 em 5 cm para uma vazão de 16 m³/s.

Tabela 5.- Comparação dos resultados simulados com os experimentais para a carga na crista do vertedor.

Desnível [cm]	Sem elevação [m ³ /s]	Com elevação [m ³ /s]	Diferença [m ³ /s]
5	8,7	7,3	1,4
10	9,1	6,9	2,1
15	9,6	6,4	3,2
20	12,6	3,4	9,2

Por outro lado, diferenças de vazão são também obtidas implementando um fechamento gradual de um dos vertedouros na configuração sem *stop log*. A diminuição do comprimento de um dos vertedouros desvia parte da vazão para o outro vertedouro de modo que a vazão vertida em um diminua progressivamente e a vazão no outro aumente do mesmo modo. Na Figura 19 podemos observar o resultado da simulação com o fechamento de seis ciclos em um dos vertedouros para uma vazão de 16 m³/s.

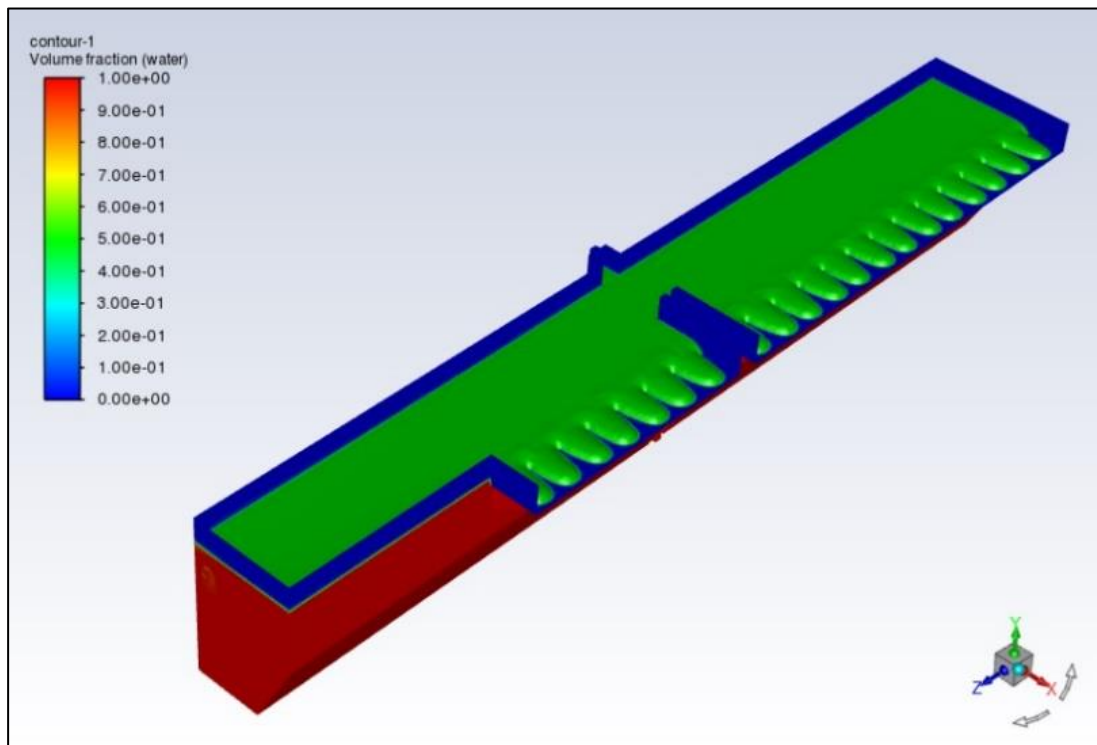


Figura 19.- Frações volumétricas da água para a condição em que seis ciclos são fechados de um dos vertedouros.

Na Tabela 6 podem ser observados os resultados das simulações para o fechamento gradativo de ciclos (trapézios) em um dos vertedouros.

Tabela 6.- Comparação dos resultados simulados com fechamento parcial de um dos vertedouros.

Nº de trapézios fechados	Módulo 1	Módulo 2	Diferença [m ³ /s]
	Com fechamento [m ³ /s]	Sem fechamento [m ³ /s]	
1	7,7	8,3	0,6
2	7,3	8,7	1,4
3	6,9	9,1	2,2
4	6,7	9,3	2,6
5	6,2	9,8	3,6
6	5,7	10,3	4,6

CONCLUSÕES

Os modelos construídos com a utilização da ferramenta *CFD Ansys Fluent* foram capazes de representar de forma adequada o comportamento do protótipo na região dos vertedores Bicos de Pato. As simulações realizadas apresentaram resultados que estão de acordo com os dados experimentais disponíveis e, também com o comportamento observado no protótipo durante as visitas técnicas. A confiabilidade dos modelos também foi assegurada por meio de um processo de validação que concluiu que a modelagem na região dos Bicos de Pato apresentou resultados cujo desvio máximo em relação aos dados experimentais ficou abaixo de 5 %.

A validação da curva cota vazão para a região dos Bicos de Pato foi realizado com êxito considerando a faixa de vazões compreendida entre $3,75 \text{ m}^3/\text{s}$ e $17,5 \text{ m}^3/\text{s}$, para um módulo de vertedor em operação, o que engloba a faixa de operação nominal atual da ETE e as expansões previstas para 2030/2040. A instalação de régua de medição de nível d'água no protótipo permitirá, em tempo real, a determinação da vazão volumétrica.

As simulações com a imposição de um desnível entre as cristas dos vertedores mostraram que mesmo um desnível pequeno como 1 cm pode afetar o equilíbrio entre as vazões vertidas pelos respectivos Bicos de Pato. Por outro lado, essas simulações também indicam que com o controle de desnível entre as cristas é possível desviar a vazão entre os módulos. Uma diferença de apenas 5 cm já é capaz de provocar uma diferença de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ entre os módulos quando a vazão total é de $16 \text{ m}^3/\text{s}$.

Uma outra alternativa para o desvio de vazão que foi abordada pelas simulações realizadas no presente trabalho foi o fechamento gradativo de um dos vertedores. Essa abordagem apresenta a vantagem da manutenção da mesma carga na crista em ambos os vertedores e, também, é mais simples para determinar a porcentagem da vazão que será desviada, já que essa proporção não depende da vazão total, sendo calculada diretamente da porcentagem do comprimento do vertedouro que foi fechado. No caso do fechamento de dois ciclos de um total de treze, a diferença entre as vazões dos dois módulos é de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ para uma vazão total de $16 \text{ m}^3/\text{s}$.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido dentro de uma parceria de projeto SABESP/FDTE – EPUSP. Nessa parceria ficam registrados os agradecimentos à SABESP pelo apoio no desenvolvimento desse trabalho, a partir do compartilhamento de dados de operação e informações de projeto da ETE Barueri e, também à CAPES pela Bolsa de Mestrado do primeiro autor junto ao PPGEM/EPUSP.

REFERÊNCIAS

- ANSYS. (2021). *Fluent User's Guide*. Canonsburg: Ansys. 4940 p.
- ANSYS. (2021). *Fluent Theory Guide*. Canonsburg: Ansys. 1070 p.
- FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. (1995) *Relatório de Aferição de um medidor Venturi de 2.750 mm na Estação de Tratamento de Esgoto de Barueri*. São Paulo.
- TU, J.; YEOH, G.-H.; LIU, C. (2018). *Computational Fluid Dynamics*. Third. Cambridge: Butterworth-Heinemann,. 449 p.
- VERSTEEG, H. K.; MALALASEKERA, W. (1995). *An Introduction to Computational Fluid Dynamics The Finite Volume Method*. 2. ed. Essex: Pearson.
- WILCOX, D. C. (1994). *Turbulence Modeling for CFD*. La Cañada: DCW Industries.

BANCADA PARA O ESTUDO DE AUTOMAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA UTILIZANDO ARDUINO

Daniela Bonazzi Sodek, Victor Galhardo, Jéssica Oliveira Rocha, André Luís Soteron
Salustiano Martin, José Gilberto Dalfré Filho

DRH - FEFAU - UNICAMP, Brasil
danibonazzi@hotmail.com

Introdução

Estima-se que até 2050 dois terços da população mundial esteja habitando em áreas urbanas. Este rápido crescimento coloca em perspectiva alguns aspectos das cidades sustentáveis como, por exemplo, o acesso a água através de um sistema de distribuição de água eficiente (UN-HABITAT, 2015). Especialmente em cidades de países em desenvolvimento, as condições de muitas infraestruturas não são adequadas para absorver este crescimento acelerado (WASHBURN; SINDHU, 2009). Assim, a necessidade de administrar estes desafios tem levado muitas cidades a implantarem o conceito de *smart city* (cidade inteligente, tradução livre) (CHOURABI et al., 2012).

O conceito de *smart city* está relacionado com a utilização combinada de telecomunicação digital, inteligência embutida, sensores e softwares para promover a sustentabilidade e habitabilidade das cidades (CHOURABI et al., 2012). Este conceito pode ser aplicado em vários setores da cidade, incluindo serviços de utilidades em geral (WASHBURN; SINDHU, 2009), sendo aquisição de dados de medição através de tecnologias digitais um dos mais relevantes (KOFINAS; SPYROPOULOU; LASPIDOU, 2018).

Os dados provenientes de medidores inteligentes (*smart meters*) e outros dispositivos digitais tem transformado a maneira tradicional de modelar e administrar, gerando um novo conceito de rede de distribuição de água inteligente (*smart water network, SWAN*) (DI NARDO et al., 2021). Desta forma, soluções inovadoras para estudar e melhorar a diversas abordagens relacionadas com a rede de distribuição de água (DI NARDO et al., 2021) vem sendo desenvolvidas.

O controle automatizado normalmente é aplicado em estações elevatórias, controle de válvulas e operação (LI; YANG; SITZENFREI, 2020). Soluções comerciais para o monitoramento da rede como o sistema SCADA (*Supervisory Control and Data Acquisition*) são eficientes, porém com custo elevado, inviabilizando sua aplicação e estimulando a busca por soluções alternativas (BRUNO et al., 2021). Alguns autores (AZMI; SULAIMAN, 2020; BRUNO et al., 2021; HON G et al., 2021; PÉREZ-PADILLO et al., 2020) utilizaram microcontroladores com padrão de comunicação do Arduino em aplicações em hidráulica e recursos hídricos. Os protótipos são simples e adequados para as necessidades de monitoramento de dados e parâmetros de qualidade da água. Sendo utilizados múltiplos sensores acoplados a um microcontrolador central carregado com um programa de computador para ler dados, com a possibilidade de coletar dados analógicos e convertê-los em saída digital.

O sistema em Arduino é considerado de muito baixo custo (em comparação com outras plataformas de microcontroladores) e fácil de instalar. O sistema é multiplataforma, sendo possível executá-lo nos sistemas operacionais Windows, Macintosh OSX e Linux. Além disso o ambiente de programação é simples e claro. O software Arduino (IDE) é fácil para iniciantes, mas flexível o suficiente para aplicações avançadas e o software é do tipo código aberto e extensível - O software Arduino é publicado como ferramentas de código aberto, disponíveis para extensão por programadores experientes.

Em especial, em países em desenvolvimento, onde até mesmo o cadastro das redes pode ser precário, automações básicas como o controle de enchimento de reservatórios são feitas manualmente. Por vezes, a justificativa está no custo da implantação e operação de sistemas mais tecnológicos, dando-se a preferência em utilizar soluções manuais com a equipe de operação. Contudo, a aplicação de sistemas inteligentes sistematizados e econômicos em que, tanto para a indústria quanto para operadoras da distribuição de água, tem se mostrado viável e, as pesquisas desenvolvidas no meio acadêmico fornecem um grande suporte para tal finalidade. (LI; YANG; SITZENFREI, 2020).

O objetivo deste trabalho é desenvolver um sistema de automação simples e de baixo custo para o controle de reservatórios de redes de distribuição de água. Neste estudo, empregou-se a tecnologia Arduino em uma bancada do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Unicamp.

Metodologia

Foi desenvolvido um protótipo de sistema de automação simples, baseado em sensores, módulos e microcontroladores com padrão de comunicação do ARDUINO. Com o uso de placas Arduino é possível ler entradas (de sensores diversos, tais como pressão vazão e temperatura) e através do processamento desejado, transformá-las em uma ação ou dado de saída. No caso desta pesquisa, ativa-se um módulo de relê de controle que liga/desliga motor elétrico da moto-bomba da bancada e manobra uma válvula solenóide de controle de vazão. Em princípio, é possível programar a placa, indicando as ações, a partir de um conjunto de instruções para o microcontrolador na própria placa. Para isso, é utilizada a linguagem de programação Arduino e o Software Arduino IDE ("Arduino", 2022).

Assim como outros trabalhos (AZMI; SULAIMAN, 2020; BRUNO et al., 2021; HON G et al., 2021; PÉREZ-PADILLO et al., 2020), nesta pesquisa foi utilizado um Arduino UNO R3 board mostrado na Figura 1, que é uma placa microcontroladora com três importantes características: entradas analógicas identificadas, permitindo até 6 sensores conectados diretamente ao Arduino. Um plugue USB que pode ser usado em conjunto com um cabo USB para se conectar com um microprocessador, e entradas de alimentação 3.3V ou 5V.



Figura 1 - Microcontrolador Arduino Arduino Uno Rev3. Fonte: <https://store-usa.arduino.cc/products/arduino-uno-rev3?selectedStore=us>

O sistema montado em laboratório está apresentado na Figura 2. Ele é composto por um reservatório inferior (RI) de 500 L, apoiado na cota do terreno e conecta-se a uma bomba (B1). Entre

RI e B1 a válvula (V1) controla o escoamento neste trecho. A tubulação que sai de B1 tem o escoamento controlado pela válvula V2 e a pressão monitorada pelo manômetro (MN). O escoamento passa por uma válvula solenoide (S) que é conectada e controlada por meio de uma Placa de Arduino UNO R3. Em seguida, foi instalado um hidrômetro ultrassônico, que calcula a vazão instantânea; um hidrômetro volumétrico para medir o consumo e um sensor de fluxo. Segue-se um controlador de vazamentos. Daí até o reservatório superior (RS) de 250 L há uma válvula para controle de escoamento (V3) e um sensor (SN1) conectado à Placa de Arduino UNO R3 (o mesmo que também está conectado a B1), podendo controlar seu funcionamento de acordo com o resultado apontado por SN1. Por fim, o RS é conectado ao RI e possui uma válvula (V4) para controle do escoamento.

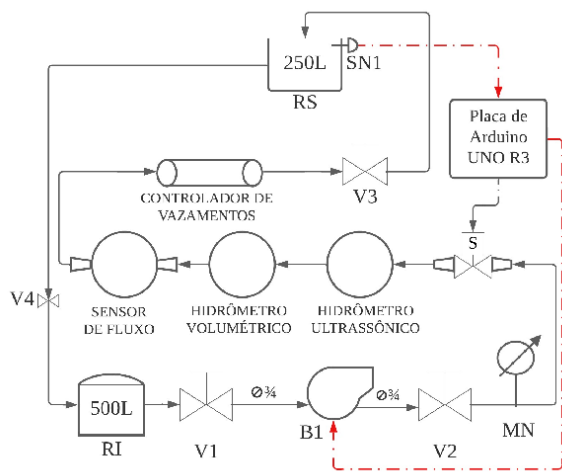


Figura 2. – Esquema da bancada para estudo de automação.

O controle e automação do nível do reservatório através do microcontrolador programável Arduino foi realizada por dois métodos. O primeiro foi realizado através dos dois sensores de nível do tipo bóia (SN1) sendo um deles posicionado próximo ao topo e o outro ao fundo do reservatório. Quando o nível d'água faz com que a bóia atinja o ponto máximo, o sensor manda um sinal para o microcontrolador indicando cheia e implicando na ativação do relé, para controle liga/desliga da bomba de alimentação do reservatório e da válvula solenoide. O segundo método utiliza o sensor de vazão, que registra instantânea através de um contador de pulsos. Quando o sensor contabiliza um volume pré determinado, um sinal é enviado ao microcontrolador ativando o relé para o controle da válvula solenoide e da bomba. Através dos hidrômetros volumétrico e eletromagnético foi possível avaliar o erro do sensor de fluxo.

Resultados

A bancada simula o controle automatizado do enchimento de um reservatório elevado através de uma bomba. Possibilita avaliar a funcionalidade dos sensores bem como a funcionalidade do sistema Arduino para a operação do sistema. Foi possível realizar o controle do enchimento do reservatório através de ambos, sensor de nível e de sensor de vazão.

Comparando os dois métodos testados, foi possível observar que uma maior confiabilidade dos sensores de nível do tipo boia. A programação do controlador para este sensor também foi considerada mais simples. A desvantagem da utilização do sensor de nível está na necessidade de acessar o reservatório para a instalação do sistema.

Nos testes utilizando o sensor de vazão instalado foi observado um erro de aproximadamente 14% em relação ao hidrômetro

eletromagnético volumétrico. Este erro foi incorporado na programação de controle de cheia do sensor de vazão. Apesar de apresentar uma programação mais elaborada, o controle do sensor de vazão proporciona a possibilidade de controlar o enchimento através da instalação do dispositivo na entrada do reservatório.

Conclusão

O controle automatizado de estações elevatórias, válvulas, reservatórios entre outros torna a rede de distribuição mais eficiente. No entanto, as soluções comerciais disponíveis, apesar de eficientes são de alto custo. Frente a necessidade de desenvolver sistemas acessíveis que possam ser implantados pelas operadoras foi desenvolvida uma bancada no laboratório da FECFAU da Unicamp com o objetivo de promover estudos relacionados com a automação de sistemas de abastecimento de água utilizando sensores simples controlados através de placas de Arduino UNO R3 com entradas programáveis. Através da bancada dois estudos estão sendo realizados, automação de reservatórios e coleta de dados de ruídos para simular perdas por vazamento em sistemas de abastecimento de água. O estudo mostra a funcionalidade dos equipamentos não apenas em pesquisas, mas para operadoras.

Agradecimentos

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) por bolsa de doutorado. Ao PIBIC UNICAMP e SAE pelas bolsas de iniciação científica. Ao PROJETO CAPES/BRAFITEC no. 252/19, pela possibilidade de aquisição de material de laboratório para os ensaios de bancada.

Referências

- Arduino. Disponível em: <<https://www.arduino.cc/en/Guide/Introduction>>. Acesso em: 28 abr. 2022.
- AZMI, M. A. S. BIN; SULAIMAN, S. **Design of domestic water meter using Arduino** AIP Conference Proceedings, 2020.
- BRUNO, F. et al. A pressure monitoring system for water distribution networks based on arduino microcontroller. **Water (Switzerland)**, v. 13, n. 17, 2021.
- CHOURABI, H. et al. Understanding smart cities: An integrative framework. **Proceedings of the Annual Hawaii International Conference on System Sciences**, p. 2289–2297, 2012.
- DI NARDO, A. et al. Smart urban water networks: Solutions, trends and challenges. **Water (Switzerland)**, v. 13, n. 4, p. 1–8, 2021.
- HONG, W. J. et al. Water quality monitoring with arduino based sensors. **Environments - MDPI**, v. 8, n. 1, p. 1–15, 2021.
- KOFINAS, D. T.; SPYROPOULOU, A.; LASPIDOU, C. S. A methodology for synthetic household water consumption data generation. **Environmental Modelling & Software**, v. 100, p. 48–66, 2018.
- LI, J.; YANG, X.; SITZENFREI, R. Rethinking the framework of smart water system: A review. **Water (Switzerland)**, v. 12, n. 2, 2020.
- PÉREZ-PADILLO, J. et al. Design and implementation of a pressure monitoring system based on iot for water supply networks. **Sensors (Switzerland)**, v. 20, n. 15, p. 1–19, 2020.
- UN-HABITAT. **UN-HABITAT Global Activities Report 2015: Increasing Synergy for Greater National Ownership** UNON Publishing Services Section, , 2015.
- WASHBURN, D.; SINDHU, U. Helping CIOs Understand “Smart City” Initiatives. **Growth**, p. 17, 2009.

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE ESFORÇOS HIDRODINÂMICOS EM COMPORTAS SEGMENTO AFOGADAS

Jennifer Pereira da Cruz¹, Renato Grube¹, Danusa Haick Tavares¹, Marcos Libert Westphalen¹ e Raquel Sayuri Omoto Takeda²

¹ Intertechne Consultores S.A., Brasil

² Copel Geração e Transmissão S.A., Brasil

jpdc@intertechne.com.br, grube@intertechne.com.br, dht@intertechne.com.br, mlw@intertechne.com.br, raquel.takeda@copel.com

RESUMO:

O setor energético brasileiro apresenta significativa participação de usinas hidrelétricas na sua matriz energética e possui grande potencial de implantação de usinas de baixa queda. O alto grau de submersão nos vertedouros de baixa queda, devido aos níveis de água de jusante, força o ressalto hidráulico contra a comporta segmento, podendo gerar esforços hidrodinâmicos imprevistos na viga inferior da comporta. Esses esforços podem afetar o dimensionamento estrutural da comporta ou de seu dispositivo de acionamento. Tendo em conta a escassa informação disponível sobre estudos de caracterização dos esforços hidrodinâmicos e dada a tendência de construção de vertedouros com comportas afogadas por jusante, está sendo desenvolvido um projeto de pesquisa (P&D) com intuito de estudar estes fenômenos através de modelagem física e numérica, agregando assim a potencialidade das duas metodologias. O presente documento, apresenta as análises numéricas realizadas com os softwares FLOW-3D e OpenFOAM, em etapa de caracterização das condições hidráulicas, discretização da malha, definição dos modelos de turbulência e configuração geométrica da estrutura, para subsidiar as análises finais. O modelo computacional foi calibrado com os resultados do modelo físico reduzido, de forma a verificar a capacidade do modelo em reproduzir os esforços hidrodinâmicos. O projeto de pesquisa encontra-se em fase de desenvolvimento e o presente artigo apresenta as análises desenvolvidas até o presente momento.

ABSTRACT:

The Brazilian energy sector has a significant share of hydroelectric plants in its energy matrix and has great potential for the implementation of low head power plants. The high degree of submergence in low head spillways, due to the high downstream water levels, forces the hydraulic jump against the segment gate, which can generate unforeseen hydrodynamic efforts in the lower beam of the gate. These efforts can affect the structural design of the gate or its drive device. Taking into account the scarce information available on studies to characterize the hydrodynamic forces and given the tendency to build spillways with flooded gates downstream, a research project (P&D) is being developed with the aim of studying these phenomena through physical and numerical modeling, thus adding the potential of the two methodologies. This document presents the numerical analyzes carried out with FLOW-3D and OpenFOAM software, in the stage of characterization of hydraulic conditions, mesh discretization, definition of turbulence models and geometric configuration of the structure, to support the final analyses. The computational model was calibrated with the results of the reduced physical model, in order to verify the model's ability to reproduce the hydrodynamic forces. The research project is under development and this article presents the analyzes developed until now.

PALAVRAS CHAVES: análise numérica; comporta segmento; esforços hidrodinâmicos; modelagem computacional; ressalto hidráulico; submersão; usinas de baixa queda.

INTRODUÇÃO

A expansão hidrelétrica brasileira prevê a construção de muitas usinas de baixa queda, constituídas por vertedouros com alto grau de submersão por jusante. Nesse cenário, frequentemente o ressalto hidráulico gera ondas que atingem a viga inferior da comporta, podendo gerar esforços hidrodinâmicos imprevistos. A determinação dos esforços hidrodinâmicos associados a submersão da comporta por jusante, é um tema ainda pouco explorado.

Em função da importância do tema, e dada a existência de uma tendência de construção de empreendimentos hidrelétricos de baixa queda, o objetivo do P&D (Pesquisa e Desenvolvimento) é o desenvolvimento de uma metodologia que permita a verificação da estabilidade estrutural das comportas, permitindo a flexibilização segura das regras de operação e a definição de eventuais reforços na estrutura.

O projeto de pesquisa está em fase de desenvolvimento e o presente artigo apresenta parte dos resultados obtidos durante o projeto de P&D PD-06491-0445/2017 “Critério Empírico e Metodologia Computacional para a Estimativa de Esforços na Viga Inferior de Comportas Segmento Sujeitas a Ondas de Ressalto Hidráulico”, desenvolvido pelo Lactec, Intertechne e Copel Geração e Transmissão S.A., pertencendo ao Programa de Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico do Setor Elétrico, regulado pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

As análises numéricas apresentadas neste trabalho, foram calibradas com os dados de modelo hidráulico reduzido, para garantir a confiabilidade e validar os resultados.

ANÁLISES NUMÉRICAS PRELIMINARES - FLOW 3D

As análises preliminares bidimensionais para verificação do comportamento do fluxo assim como a definição dos níveis de jusante necessários para submergir a viga inferior da comporta, foram realizadas com o software FLOW-3D desenvolvido e comercializado pela empresa FLOW Science Inc. Essa ferramenta computacional utiliza o método dos volumes finitos para solucionar as equações de movimento e transporte sobre uma malha estruturada. O modelo utilizado nessas análises possui extensão longitudinal de 410 m, extensão vertical de 26 m e profundidade de 1 m (bidimensional), com a espessura da comporta simplificada e tamanhos de célula variando entre 0,50 m a 0,125 m, totalizando 70.704 elementos. Foram realizadas 19 simulações com aberturas variando entre 1 m, 2 m, 4 m e 6 m conforme Tabela 1 abaixo:

Tabela 1.- Ensaios Simulados

Abertura [m]	Nível de Jusante [m]	Condição do escoamento na viga inferior	Abertura [m]	Nível de Jusante [m]	Condição do escoamento na viga inferior
1	40,50	Não afoga	6	47,37	Não afoga
	42,50	Afoga		48,00	Não afoga
	43,50	Afoga		49,00	Não afoga
2	42,39	Não afoga		50,00	Afoga
	42,50	Não afoga		51,00	Afoga
	43,39	Não afoga		52,00	Afoga
	44,00	Afoga			
	45,00	Afoga			
	46,00	Afoga			
4	45,76	Não afoga			
	47,00	Afoga			
	48,00	Afoga			
	49,00	Afoga			

Em suma, as análises realizadas conforme apresentado na Tabela 1, proporcionaram avaliar de forma prévia quais seriam os níveis de jusante a serem impostos no modelo hidráulico reduzido para afogar a viga inferior da comporta.

Além das análises iniciais, foram realizadas outras análises para verificar a aplicabilidade do software nos estudos, variando os modelos de turbulência entre κ - ϵ , κ - ω , RNG e LES. Mantiveram-se as configurações do modelo anterior, com abertura de 1 m da comporta, nível de montante de 55,82 m e nível de jusante de 40,06 m. Os resultados de magnitude da velocidade apresentados na Figura 1, evidenciaram que os modelos de turbulência do tipo RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes) κ - ϵ , κ - ω e RNG, conforme já esperado não apresentam as variações turbulentas, impedindo a avaliação dos esforços dinâmicos na comporta. Já o modelo LES, se mostrou mais apropriado para o estudo, uma vez que apresentou as variações turbulentas do escoamento.

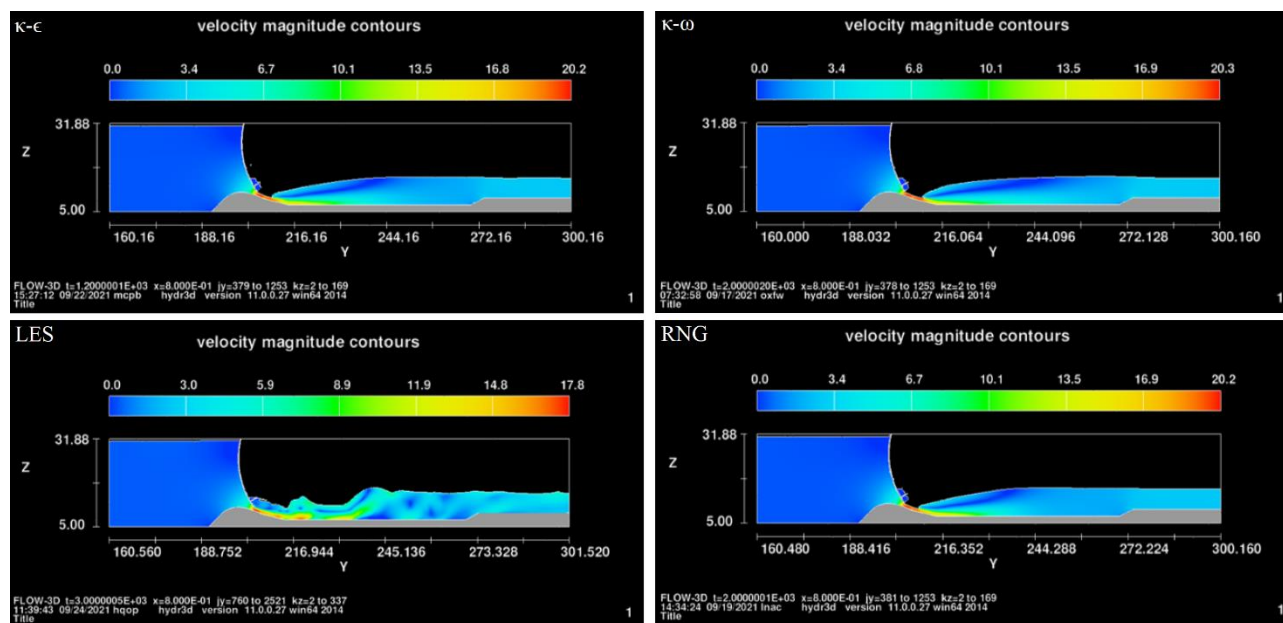


Figura 1.- Velocidades – Modelos de Turbulência (FLOW-3D)

Diferentemente dos softwares de malha não estruturada como o OpenFOAM, o FLOW-3D utiliza malha estruturada ortogonal com blocos de elementos retangulares, onde todos os elementos são conectados com o mesmo índice de elementos vizinhos, aumentando a velocidade de simulação, mas em contrapartida dificultando a reprodução de geometrias complexas. Tendo em vista que a espessura da comporta segundo o projeto piloto é de 2 cm, para representar a superfície curva da estrutura delgada da comporta, a malha demandaria ter no mínimo o tamanho de 1 cm, o que resultaria em um número elevado de células. Nesse sentido, dada a relevância dessa limitação da ferramenta computacional para os estudos, optou-se pela utilização do OpenFOAM para o desenvolvimento das simulações finais.

ANÁLISES NUMÉRICAS – OPENFOAM

O OpenFOAM (Open Field Operation and Manipulation) é um software de código aberto, em linguagem C++, desenvolvido pela empresa OpenCFD Ltd, com módulos pré-desenvolvidos aplicáveis a CFD (Computational Fluid Dynamics) básica. Baseia-se nos métodos dos volumes finitos, para solução das equações do movimento, com malha não estruturada, predominantemente hexaédricas. As análises foram realizadas no sistema operacional Linux, com solver multifásico interFoam para dois fluidos incompressíveis (água e ar).

Caracterização geométrica

A caracterização geométrica da soleira do vertedouro e comporta foi realizada inicialmente em modelo bidimensional através das ferramentas blockMesh e snappyHexMesh do OpenFOAM a partir de um arquivo STL (STereoLithography). O eixo x foi estabelecido na direção da profundidade, o eixo y na direção principal do escoamento e o eixo z na direção vertical. A soleira utilizada nas simulações possui extensão longitudinal de 600 m, extensão vertical variável de acordo com a abertura da comporta e profundidade de 1 m (bidimensional), 1,6 m (fatia tridimensional) e 11,25 m (tridimensional), conforme ilustra a Figura 2. Para a soleira (concreto) adotou-se uma altura de rugosidade de 0,5 mm e para comporta (aço) adotou-se uma rugosidade de 0,1 mm.

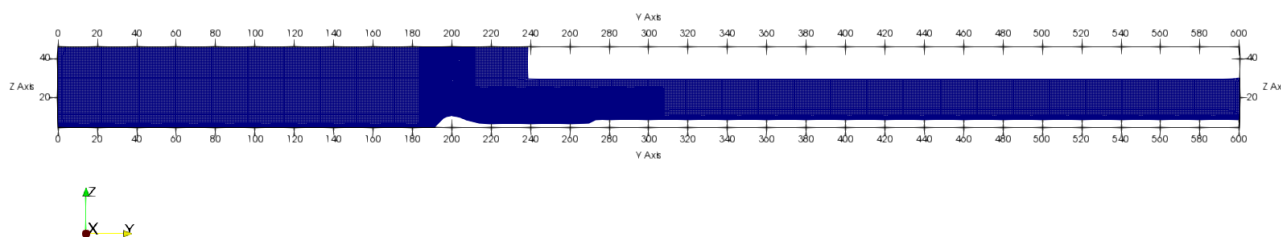


Figura 2.- Abrangência do Modelo Matemático (OpenFOAM)

A comporta teve sua espessura simplificada (aumentando a espessura) para 0,5 m em sua parte superior, onde não há incidência de fluxo a jusante, mantendo-se as configurações de projeto na parte inferior da comporta, de maior interesse para o estudo.

Parâmetros Utilizados

Em todas as simulações foi utilizado para o concreto uma rugosidade de 0,0005 m e 0,0001 m para a comporta. Os instantes iniciais consideraram uma condição inicial “fria” (água parada).

Malha de Volumes Finitos

Nesta etapa do estudo foram realizados testes de sensibilidade de malha em modelo bidimensional, mudando-se o grau de refinamento na região de interesse, próxima a viga inferior da comporta, com tamanhos de elementos entre 0,10 m, 0,05 m e 0,025 m para os modelos de turbulência do tipo RANS, conforme apresentado na Figura 3.

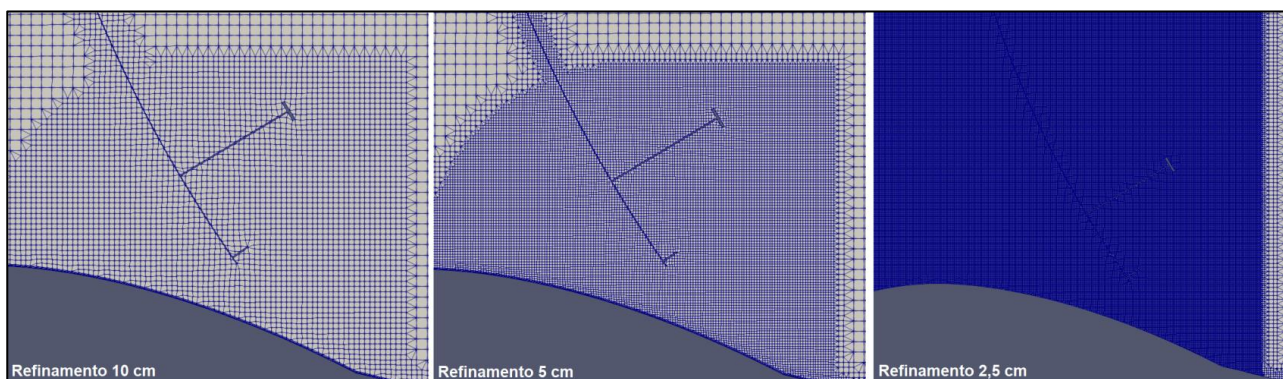


Figura 3.- Testes de malha (OpenFOAM)

A malha geral de todos os modelos utilizou elementos com dimensão de 0,80 m em todas as direções. As simulações finais consideraram, além da utilização de uma malha geral, regiões de refinamento com blocos e cilindros para discretizar a malha. A seguir são apresentadas algumas características de cada simulação:

- Malha com refinamento de 0,10 m: a malha com refinamento de 10 cm na região da viga inferior da comporta, resultou em 74.770 elementos e tempo de processamento de 20 horas.
- Malha com refinamento de 0,05 m: a malha com refinamento de 5 cm na região da viga inferior da comporta, resultou em 104.434 elementos e tempo de processamento de 26 horas.
- Malha com refinamento de 0,025 m: a malha com refinamento de 2,5 cm na região da viga inferior da comporta, resultou em 220.256 elementos e tempo de processamento de 122 horas.

Ambas as simulações foram rodadas em uma workstation com 24 núcleos.

Nesta fase foram realizadas simulações com a vazão de entrada de 15,60 m³/s (abertura de 1 m), 50,24 m³/s (abertura de 4 m) e 72,50 m³/s (abertura 6 m), ambos com Courant de 3 até 2000 s e Courant de 0.5 até 3000 s. As Figuras 4, 5 e 6 ilustram os resultados de nível de água proveniente dos diferentes refinamentos de malha a montante e a jusante para cada abertura.

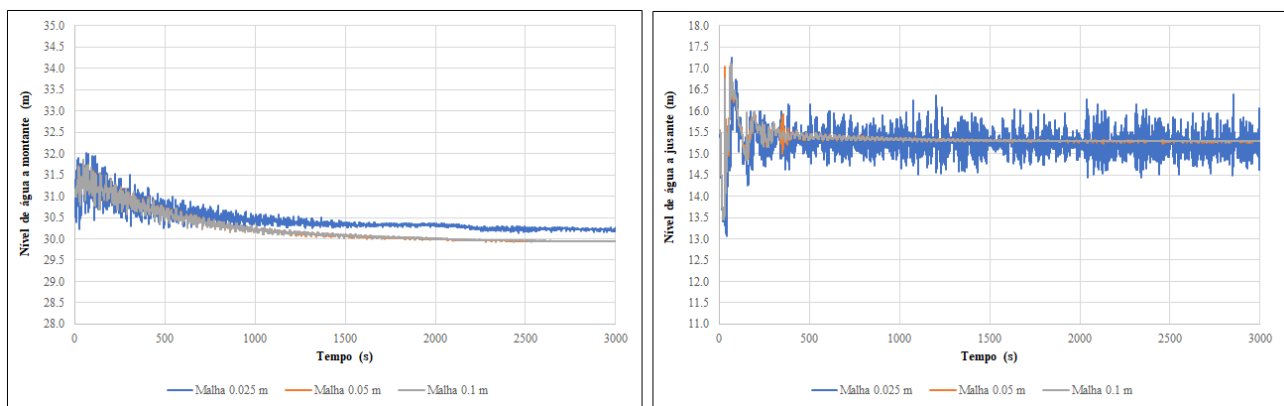


Figura 4.- Nível de água a montante e a jusante – Abertura 1 m (OpenFOAM)

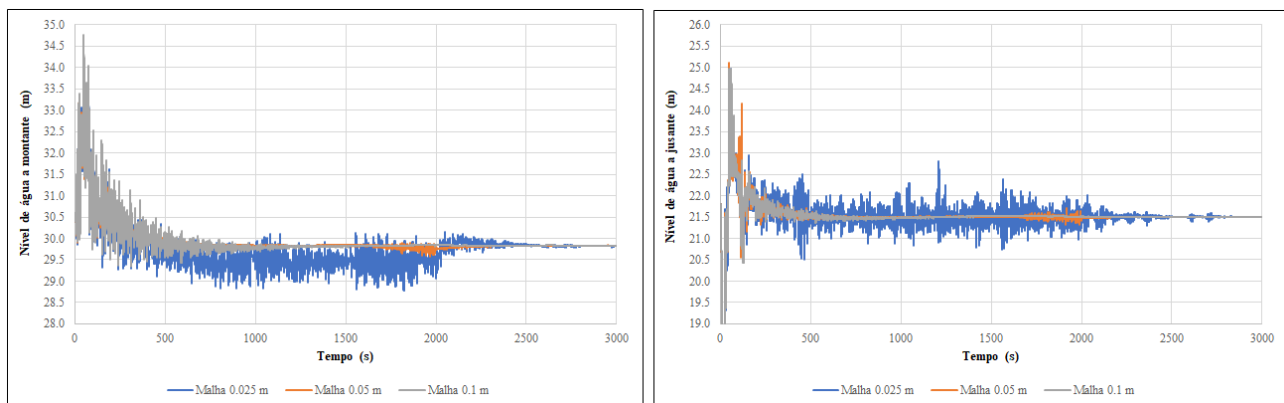


Figura 5.- Nível de água a montante e a jusante – Abertura 4 m (OpenFOAM)

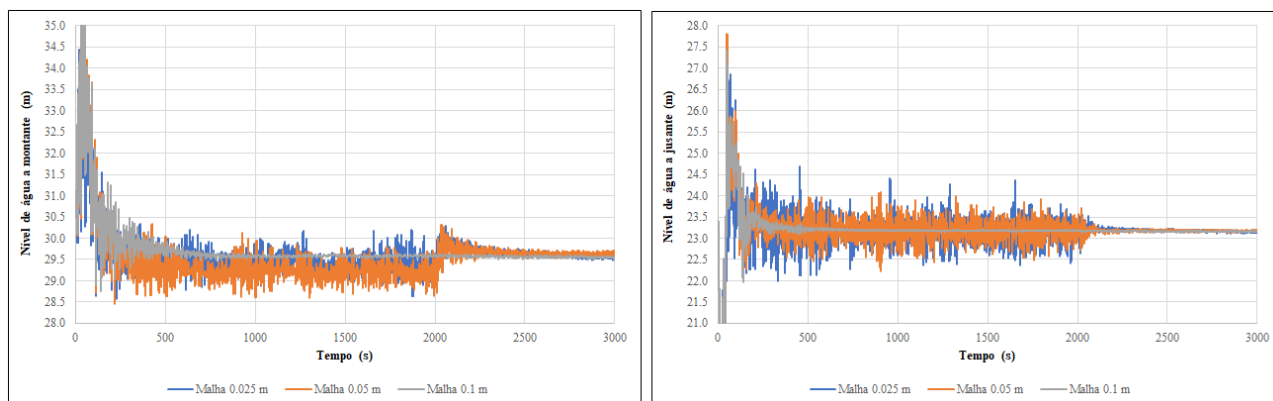


Figura 6.- Nível de água a montante e a jusante – Abertura 6 m (OpenFOAM)

As malhas com refinamentos de 0,025 m e 0,05 m apresentam níveis de água muito próximos, tanto a montante quanto a jusante, evidenciando assim uma independência do refinamento referente a esses resultados. Dessa forma, a determinação do tamanho do refinamento utilizado, se restringiu também, ao tempo disponível para simulação, tendo em conta que a malha de 0,025 m demanda aproximadamente um tempo de processamento cinco vezes maior do que a malha de 0,05 m. Adotou-se o refinamento de 0,05 m como usual nas análises numéricas.

Modelagem de Turbulência

Em aplicações de engenharia é usual a utilização de modelos de turbulência do tipo RANS, que buscam caracterizar em termos médios o comportamento do escoamento.

Nas simulações de sensibilidade de malha, foi utilizado o modelo realizável κ - ϵ . Já nas análises dos modelos de turbulência além dos modelos RANS realizável κ - ϵ , kOmegaSST e RNGkEpsilon, foram estudados os modelos DES Spalart-Allmaras DDES e kOmegaSSTDES, tendo em vista que o projeto objetiva estimar os esforços hidrodinâmicos, fenômenos esses, variáveis no tempo. As condições hidráulicas do ensaio simulado com os modelos de turbulência em modelo bidimensional, para comporta com abertura de 4 m, são: vazão específica de 50,24 m³/s/m, nível de água a montante de 30,87 m e nível de água a jusante de 21,50 m. A seguir são apresentadas imagens do aspecto do escoamento logo a jusante da comporta, na região do ressalto hidráulico, para diferentes modelos de turbulência:

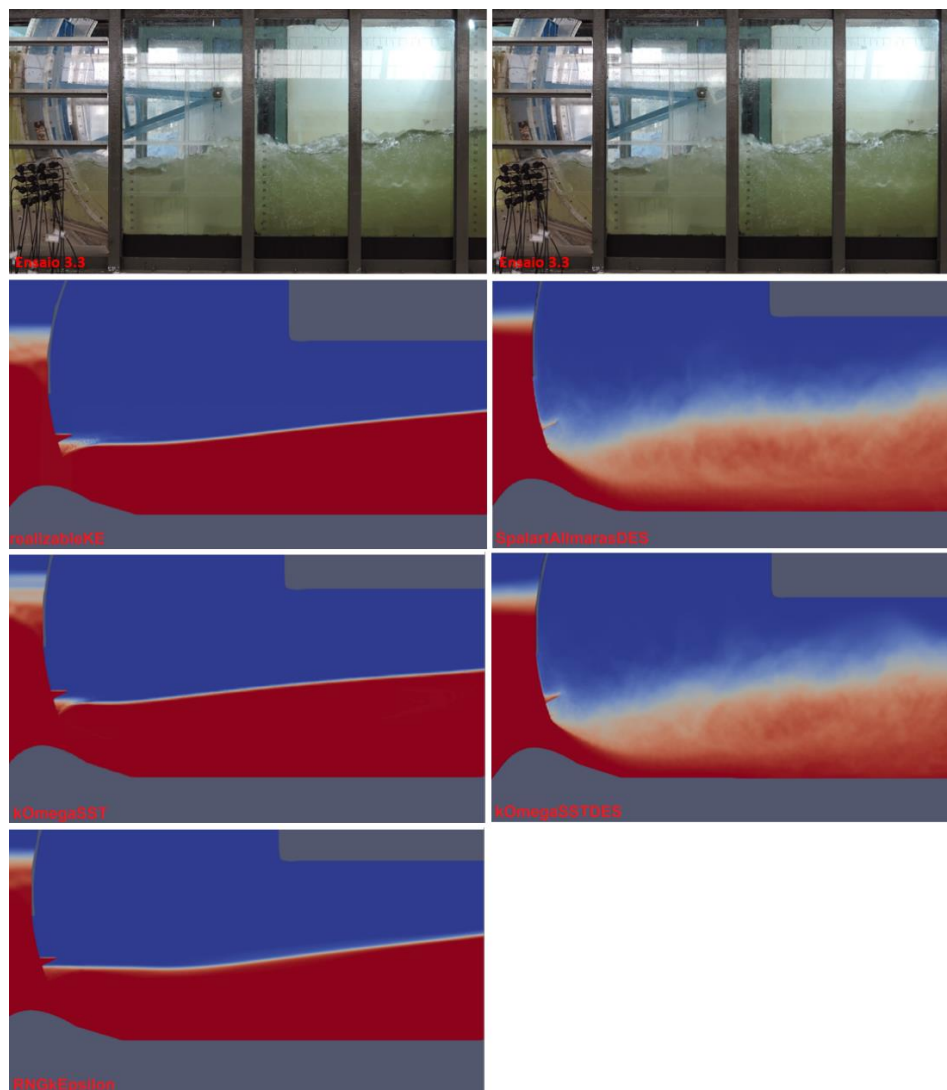


Figura 7.- Escoamento - Modelos de Turbulência (OpenFOAM)

A Figura 7 ilustra as características dos modelos de turbulência do tipo RANS ao lado esquerdo, em contrapartida com o resultado obtido em modelo físico. Em conformidade com o já verificado nas análises preliminares com FLOW-3D, as simulações resultaram “estáticas”, ou seja, com escoamento permanente sem variações temporais de velocidades e pressões. Já os modelos de turbulência do tipo DES (lado direito) diferentemente, reproduziram as variações turbulentas, se mostrando mais apropriados para as análises de esforços hidrodinâmicos.

Simulações e Resultados

Além das análises de teste sensibilidade de malha e modelo de turbulência realizadas em modelo bidimensional, foram realizadas simulações com modelo em fatia tridimensional e tridimensional de meio vão e meio pilar, com intuito de verificar a relevância do efeito tridimensional nos resultados.

A caracterização geométrica dos modelos tridimensionais seguiu as mesmas características do modelo bidimensional, com abertura da comporta de 4 m, refinamento de 0,05 m, simplificação da parte superior da comporta e algumas alterações, tais como:

- Largura: de 1,6 m para o modelo com fatia tridimensional e de 11,25 m para o modelo tridimensional correspondente a meia largura do vão e meia espessura do pilar do vertedouro.

- Modelo de turbulência: kOmegaSSTDES para o modelo de fatia tridimensional e o SpalartAllmarasDDES para o modelo tridimensional.
- Entrada de água: entrada de água pela parte inferior do canal de aproximação para a fatia tridimensional e para o modelo tridimensional, como artifício computacional para evitar incorporação de ar no escoamento.

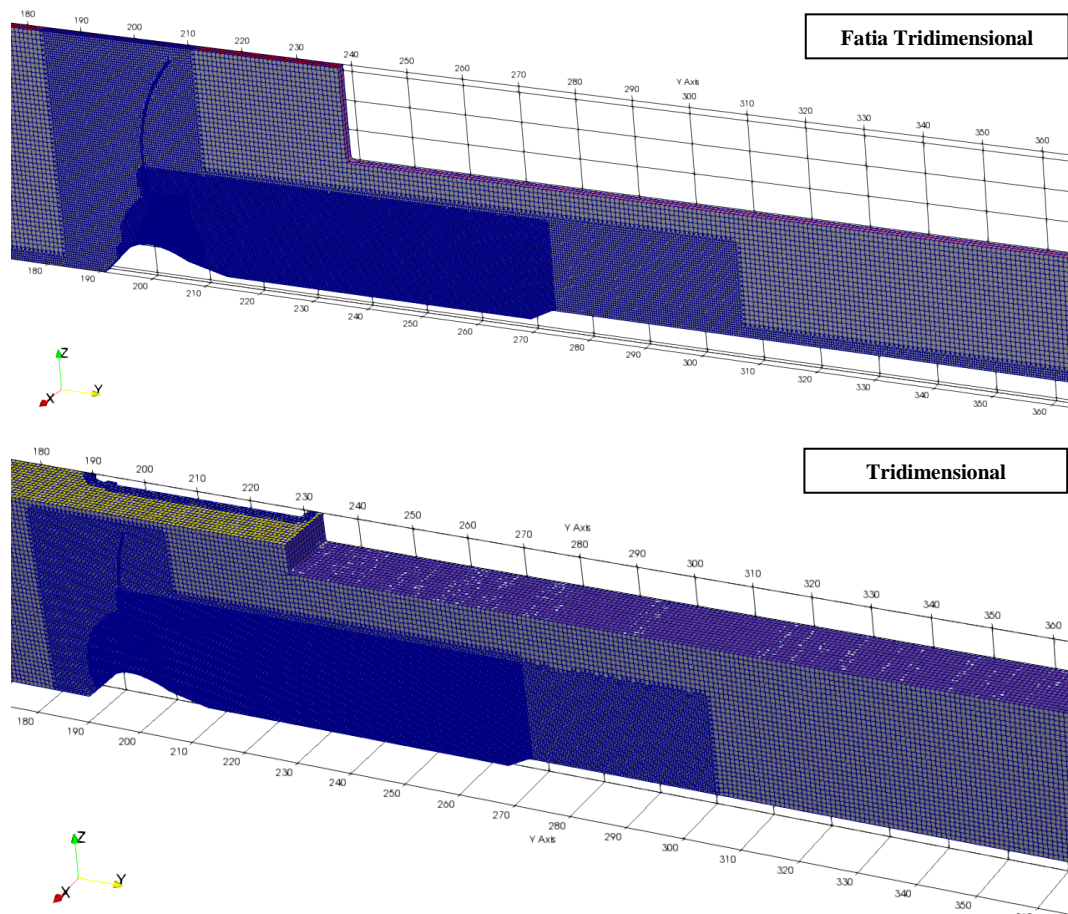


Figura 8.- Abrangência – Fatia Tridimensional e Modelo Tridimensional (OpenFOAM)

A seguir são apresentadas algumas características de cada simulação:

- Modelo Fatia Tridimensional: o modelo em fatia tridimensional com largura de 1,6 m utilizou uma malha geral com elementos com dimensões de 0,80 m, além de superfícies e regiões de refinamento com tamanhos de malha variando entre 0,40 m a 0,05 m (na região da viga inferior da comporta), totalizando 1.602.387 elementos. O tempo de processamento utilizado foi de 432 horas (18 dias) para simular 2500 s, sendo 2000 s com Courant de 3 e 500 s com Courant de 0.5. A simulação foi processada em uma máquina com 10 núcleos.
- Modelo Tridimensional: o modelo tridimensional de meio vão e meio pilar com largura de 11,25 m, utilizou uma malha geral com elementos com dimensões de 0,75 m na profundidade (eixo x) e 0,80 nas demais direções (eixo y e z), além de superfícies e regiões de refinamento com tamanhos de malha variando entre 0,40 m a 0,05 m (na região da viga inferior da comporta), totalizando 3.061.923 elementos. O tempo de processamento utilizado foi de 888 horas (37 dias) para simular 1900 s, sendo 1800s com Courant de 6 e 100 s com Courant de 0.5. A simulação foi processada em uma máquina com 20 núcleos.

A Figura 9 apresenta os mapas de velocidade ao longo do eixo longitudinal, para os modelos fatia tridimensional e tridimensional, resultantes da média temporal dos últimos segundos simulados para uma condição de escoamento já estabilizada. As simulações consideraram as mesmas condições hidráulicas dos testes com modelos de turbulência.

Os modelos apresentam velocidades máximas na região logo a jusante da comporta da ordem de 14 m/s para fatia tridimensional e 16 m/s para o modelo tridimensional, com diferentes efeitos tridimensionais do escoamento, sendo o modelo tridimensional o que melhor representa o fenômeno.

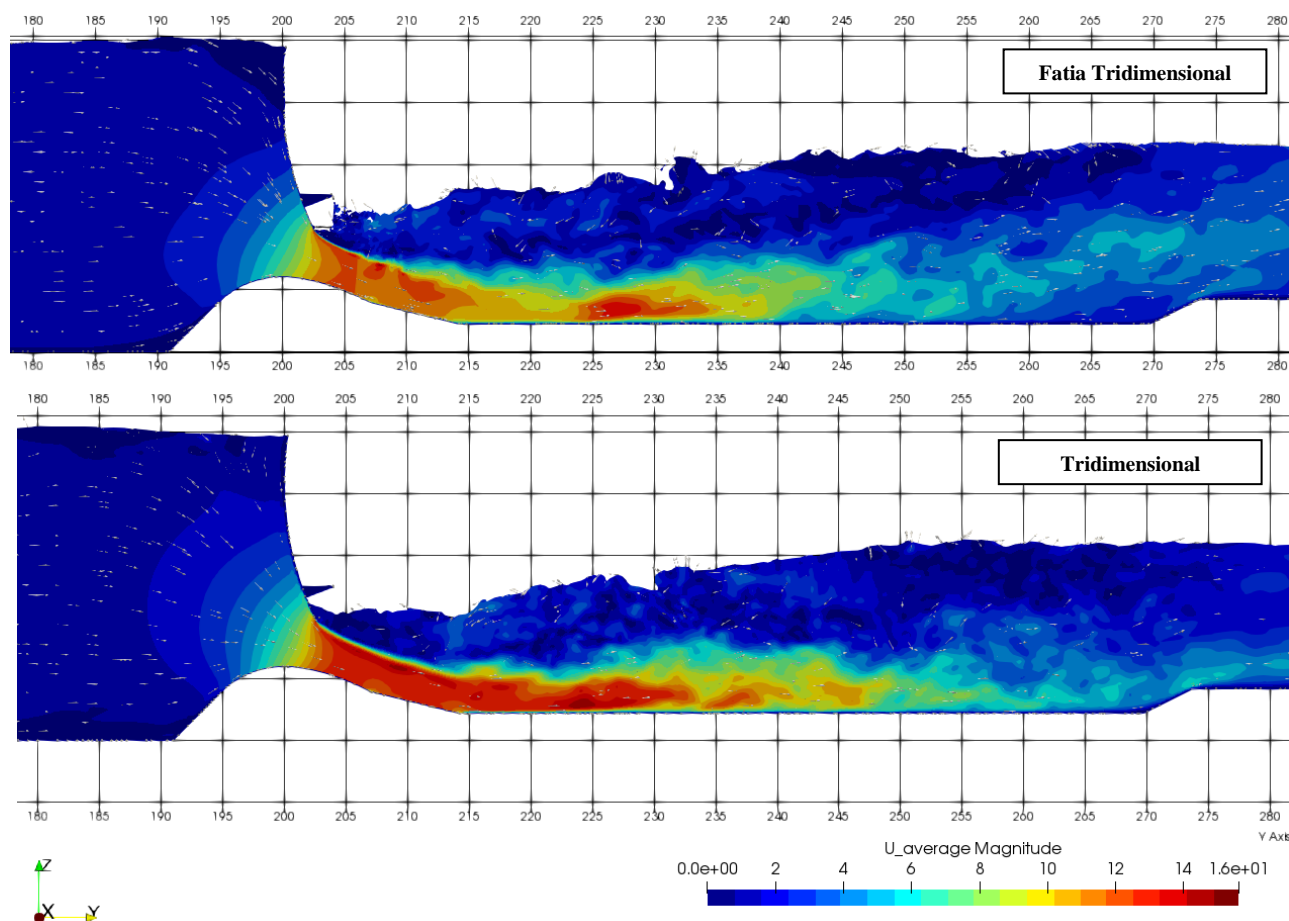


Figura 9.- Velocidade (m/s) – Fatia Tridimensional e Modelo Tridimensional (OpenFOAM)

O modelo fatia tridimensional resultou em um coeficiente de 0,668 e o modelo tridimensional em 0,682, ou seja, de 2,65 % maior do que o coeficiente obtido pelo modelo hidráulico reduzido (0,664), conforme apresenta a Tabela 2.

Tabela 2.- Resultados

Simulação	Tipo de modelo	Tempo simulado [s]	Vazão [m³/s]	Nível de Jusante [m]	Coef. de descarga M.M.
1	Fatia tridimensional	2500	80	21,43	0,668
2	Tridimensional	1900	452	21,44	0,682

Cabe ressaltar que o modelo tridimensional não simulou a mesma quantidade de tempo que os demais modelos, devido ao esforço computacional muito superior em relação aos demais

CONCLUSÕES

Os resultados apresentados no presente trabalho referem-se a etapa da pesquisa de definição das características das modelagens numéricas a serem realizadas em etapas posteriores, para confrontação de resultados de esforços hidrodinâmicos com os obtidos em modelo hidráulico reduzido.

As análises preliminares realizadas com FLOW-3D subsidiaram a avaliação e determinação das condições hidráulicas necessárias para gerar o afogamento da viga inferior da comporta, porém, seu processo de discretização da malha, foi um limitador para dar prosseguimento na pesquisa, sendo definido assim, o OpenFOAM como ferramenta computacional mais apropriada para as demais simulações.

Os testes de malha de volumes finitos realizados evidenciaram que a adoção de malhas com refinamento de 0,05 m na região da viga inferior da comporta apresentou resultados satisfatórios, ou seja, muito próximos aos obtidos com refinamento de 0,025 m e com um esforço computacional aproximadamente cinco vezes menor.

A modelagem de turbulência, demonstrou que os modelos do tipo RANS não atendem o objetivo principal da pesquisa, de representar os esforços hidrodinâmicos causados pelo afogamento da viga inferior da comporta, uma vez que não apresentam as variações turbulentas, sendo necessário para isso, a utilização de modelos de turbulência do tipo DES.

As simulações com fatia tridimensional, comparativamente com as análises com modelo bidimensional, demandaram um tempo de processamento significativamente maior permitindo entretanto avaliar o efeito tridimensional da turbulência no escoamento. Já o modelo tridimensional de meio vão e meio pilar, apesar de ser o modelo que melhor representa os fenômenos hidrodinâmicos, para reproduzir os efeitos de contração e expansão causados pelos pilares, assim como as próprias variações de pressão e níveis, possui o inconveniente que o tempo de processamento é um limitador importante, visto que, é incompatível com os prazos disponíveis da pesquisa.

A pesquisa encontra-se em processo de desenvolvimento e os resultados das demais etapas serão objeto de estudos futuros que visam confrontar os esforços hidrodinâmicos medidos em modelo hidráulico reduzido e os obtidos numericamente.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Copel Geração e Transmissão S.A. pelo apoio técnico-financeiro para o desenvolvimento desse projeto.

REFERENCIAS

Copel Geração e Transmissão (2022) - PD-06491-0445/2017 – “Critério Empírico e Metodologia Computacional para a Estimativa de Esforços na Viga Inferior de Comportas Segmento Sujetas a Ondas de Ressalto Hidráulico - Relatório da Etapa 3: Desenvolvimento dos Modelos Físico e Computacional”.

Moukalled, F.; Mangani, L.; Darwish, M. (2016). “The Finite Volume Method in Computational Fluid Dynamics”. Cham: Springer Internacional Publishing. (Fluid Mechanics and Its Applications).

ESTRATÉGIA DE EXPANSÃO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA SOB A ÓPTICA DE REDES COMPLEXAS E INTERVENÇÃO DE ENGENHARIA

¹Thomaz Felipe de Freitas Anchieta, ²Bruno Melo Brentan e ³Gustavo Meirelles Lima

^{1,2,3}Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil
¹thomazfelipe94@ufmg.br, ²brentan@ehr.ufmg.br, ³gustavo.meirelles@ehr.ufmg.br

RESUMO:

Esta pesquisa contextualiza-se na necessidade de expandir, eficientemente, a capacidade de redes de distribuição de água devido ao aumento populacional, crescimento da mancha urbana e verticalização das cidades, em países do mundo todo. No entanto, quando se aumenta a demanda nas redes de abastecimento, normalmente, a operação hidráulica do sistema é afetada devido às variações de pressão, o que reduz a eficiência e qualidade do abastecimento de água. Portanto, visando melhorar o desempenho hidráulico e reabilitar as pressões em uma rede de distribuição de água após aumentos de demanda, o presente estudo avalia diversos cenários de expansão em nós de uma rede de abastecimento a partir da óptica de redes complexas, critérios hidráulicos, e da substituição de tubulações para reabilitação das pressões mínimas da rede. Toda pesquisa foi feita em linguagem de programação Python e como estudo caso foi selecionada a rede C-Town. Para ranquear os cenários de maior desempenho e menor custo, foi aplicado o método de análise multicritério TOPSIS. Como resultados, foi possível identificar os cenários de aumento de demanda que apresentam menores custos e, riscos de falhas e danos à operação da rede de distribuição de água.

ABSTRACT:

This research is contextualized in the need to efficiently expand the capacity of water distribution networks due to population increase, urban sprawl growth, and verticalization of cities in countries around the world. However, when the demand on the supply networks increases, usually the hydraulic operation of the system is affected due to pressure variations, which reduces the efficiency and quality of water supply. Therefore, aiming to improve the hydraulic performance and rehabilitate the pressures in a water distribution network after the increase in demand, the present study evaluates various scenarios of expansion in nodes of a supply network from the perspective of complex networks, hydraulic criteria, and the replacement of pipes to rehabilitate the minimum network pressures. All research was done in Python programming language and the C-Town network was selected as a case study. To rank the highest performing and lowest cost scenarios, the TOPSIS multicriteria analysis method was applied. As results, it was possible to identify the demand increase scenarios that present lower costs and risks of failure and damage to the water distribution network operation.

PALAVRAS-CHAVE: Aumento de Demanda; Medidas de Engenharia; Redes Complexas; Sistemas de Abastecimento de Água; TOPSIS.

INTRODUÇÃO

Tendo em vista que estimativas de crescimento populacional global sugerem um aumento de 1,7 bilhões de pessoas até o ano de 2050 e que o percentual de pessoas que moram em regiões urbanas ao redor do mundo neste mesmo período cresça em 12,2% (United Nations Population Fund, 2022), inevitavelmente, compreende-se que a demanda por água potável também aumentará nos próximos anos. Nesse sentido, à medida que surgem necessidades de atender a crescente demanda por consumo

de água, as instalações originais das redes de distribuição de água podem apresentar falhas em função da sobrecarga do sistema, havendo a necessidade de expandir as suas respectivas capacidades de abastecimento (Hsu et al., 2014; Labadie, 2004).

Contudo, quando se expande a capacidade de uma rede de distribuição de água, podem haver variações de parâmetros hidráulicos, como a pressão, que reduzem a qualidade e a eficiência do abastecimento aos consumidores, gerando limitações e riscos de falhas à rede de distribuição. Portanto, um projeto de expansão de redes de distribuição de água deve ser feito, de modo a apresentar soluções que tornem os sistemas de abastecimento mais robustos, resilientes e eficientes, garantindo assim, os requisitos mínimos de desempenho e confiabilidade no fornecimento de água à população.

Compreendendo este contexto, no presente estudo optou-se por modelar a rede de distribuição de água como rede complexa, uma vez que estes sistemas complexos podem representar diversas estruturas reais (sistemas de energia, transporte e abastecimento de água) e, além disso, apresentam métricas (indicadores) que podem ser úteis para explorar a formação, topologia, eficiência e vulnerabilidade das redes de distribuição de água (Yazdani e Jeffrey, 2011).

Conceitualmente, as redes complexas são fundamentadas em abstrações matemáticas chamadas grafos, constituídas por pares de vértices (nós) conectados por arestas (*links*) (Van Steen, 2010) em que analogamente aos modelos hidráulicos de sistemas de abastecimento de água, as arestas dos grafos representam as tubulações, válvulas e bombas, enquanto os vértices simbolizam os nós de demanda, tanques e os reservatórios (Nazenpour et al., 2018). Porém, nesta pesquisa as arestas dos grafos da rede de distribuição de água são direcionadas pelo caminhamento da vazão nas tubulações a fim de correlacionar as conexões entre os nós com o abastecimento de água aos consumidores.

Além disso, como para determinar o desempenho hidráulico de um sistema de abastecimento de água é necessária a aplicação de indicadores hidráulicos, nesta pesquisa também emprega-se os critérios hidráulicos de uniformidade de pressão (PU) (Alhimiary e Alsuhaily, 2007), idade média ponderada da água acima de limite estabelecido (WA) (Marchi et al., 2014) e resiliência hidráulica (R) (Todini, 2000), para, respectivamente, verificação das variações de pressão nas adutoras, do tempo de abastecimento de água aos consumidores e da capacidade do sistema em suportar falhas. Alguns exemplos de trabalhos em literatura que também empregaram métricas de redes complexas e critérios hidráulicos para avaliar redes de distribuição de água são: Wright et al. (2015), que consideraram R e três métricas de teoria de grafos (coeficiente de malha, dominância de ponto central e entropia de fluxo) para verificação da resiliência de uma rede de distribuição de água; Creaco et al. (2016), que empregaram R juntamente com índices de uniformidade de diâmetro e custos, como funções objetivo para otimização do sistema de abastecimento; e Anchieta et al. (2021) onde foram utilizados PU , WA e R como indicadores hidráulicos para análise de cenários de aumento de demanda em uma rede de distribuição de água.

Ademais, considerando que aumentos de capacidades de abastecimento para suprir maiores demandas em redes de distribuição de água podem reduzir as pressões nas tubulações, este trabalho ainda implementa a substituição de tubos originais da rede por adutoras de diâmetro imediatamente maior como intervenção de engenharia, para reabilitar as pressões mínimas na rede (Kim e Mays, 1994).

Portanto, esta pesquisa propõe uma estratégia de expansão de rede de distribuição de água baseando-se na análise de impactos antes e após a criação de cenários de aumentos de demanda, tendo em vista as modificações das métricas de redes complexas e dos critérios hidráulicos, e vinculando-as com a intervenção de engenharia referente às trocas de tubulações, para classificação dos cenários de expansão de melhor custo-benefício a partir de um método de análise multicritério.

METODOLOGIA

A elaboração deste trabalho é constituída pelas seguintes etapas: criação dos cenários de expansão, modelagem da rede de distribuição de água como grafo, aplicação das métricas de redes complexas e critérios hidráulicos, substituição dos sistemas elevatórios para reabilitação das pressões

na rede e desenvolvimento dos rankings de melhores e piores cenários para expansão da capacidade do sistema de abastecimento de água.

Criação dos Cenários de Expansão

Nesta etapa foram implementados 180 cenários de aumentos de demanda em nós localizados nas regiões periféricas da rede C-Town, com intuito de simular expansões de forma similar ao crescimento das malhas urbanas. No caso, 30 nós de expansão foram selecionados nas margens da rede, onde cada nó recebeu, separadamente, aumentos de 0,1%, 0,5%, 1%, 2%, 5% e 10% da demanda total da rede original, de aproximadamente 270 L/s.

Em seguida à criação dos cenários de aumento de demanda, modelou-se cada cenário de expansão como grafo direcionado e ponderado, possibilitando a aplicação tanto das métricas de redes complexas como dos critérios hidráulicos, para avaliar a conectividade e o desempenho hidráulico do sistema. Na próxima subseção é explicada a modelagem da rede de abastecimento como grafo. Vale destacar que os grafos foram gerados considerando-se simulações hidráulicas em regime permanente.

Modelagem da Rede de Distribuição de Água como Grafo

A rede de distribuição de água foi modelada como grafo utilizando-se dos pacotes Python: *NetworkX 2.5*, para a criação e aplicação das métricas de redes complexas (Hagberg et al., 2008); e *Water Network Tool for Resilience (WNTR)* (Klise et al., 2018), versão 0.3.0, para a interface dos dados da rede de distribuição de água no *software* EPANET 2.2 (Rossman et al., 2020) com Python. Para observação do comportamento hidráulico do sistema de abastecimento, os grafos da rede foram desenvolvidos considerando-se as arestas direcionadas e ponderadas pela vazão, de modo a se obter dados, respectivamente, sobre o sentido e volume do escoamento de água nas tubulações. Além disso, as arestas dos grafos da rede também foram ponderadas pelo tempo de viagem da água (T), definido pela seguinte equação:

$$T = \frac{L}{v \times 3600} \quad [1]$$

em que T é o tempo de viagem em horas; L é o comprimento da tubulação analisada em metros; e v é a velocidade de escoamento da água, em metro por segundo, ao longo do conduto.

Esta ponderação do grafo da rede de distribuição de água pelo tempo de viagem da água foi aplicada com intuito de observar a velocidade da vazão de água nas tubulações, quantificar o tempo para abastecimento dos consumidores finais na rede e, conseqüentemente, caracterizar a qualidade da água que chega aos nós. Em sequência, na próxima subseção são apresentadas as métricas utilizadas para determinar a conectividade da rede de distribuição de água.

Métricas de Redes Complexas

Nesta etapa, foram selecionadas as métricas de grau médio e comprimento médio de caminhos mais curtos para a caracterização da conectividade da rede de distribuição de água conforme as considerações de direcionamento e ponderação das arestas do grafo da rede pela vazão e tempo de viagem da água.

Conforme Barabási (2016), o grau médio é a métrica que representa a conectividade média entre os vértices da rede complexa e que para redes direcionadas, é definida pela equação:

$$Deg_{avg} = \langle k^{in} \rangle = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n k_i^{in} = \langle k^{out} \rangle = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n k_i^{out} = \frac{m}{n} \quad [2]$$

em que $\langle k^{in} \rangle$ é o grau médio de entrada da rede, isto é, considera somente as arestas que incidem nos vértices; $\langle k^{out} \rangle$ é o grau médio de saída da rede, que contabiliza apenas as conexões caracterizadas pelas arestas que saem dos vértices; n é o número total de vértices da rede; e m é o número total de arestas da rede.

No caso, o grau de um vértice i analisado corresponde ao número total de vértices vizinhos que estão conectados diretamente ao vértice i e, logo, quanto maior é o Deg_{avg} de um grafo de rede de distribuição de água com arestas ponderadas pela vazão, mais arestas ponderadas constituem o grafo, isto é, mais conexões ou caminhos alternativos entre os nós do grafo existem e maior é a possibilidade de abastecimento dos nós caso ocorra, por exemplo, o rompimento de uma tubulação. Já o comprimento médio de caminho mais curto (L_{avg}), segundo Zhang et al. (2021), é a distância média dos caminhos mais curtos entre todos os pares de vértices da rede, sendo definida pela equação:

$$L_{avg} = \frac{1}{n(n-1)} \times \sum_i \sum_{j \neq i} d_{ij} \quad [3]$$

em que n é o número total de nós da rede e d_{ij} é a distância entre cada par de nós i e j analisados. Para maior entendimento da aplicação desta métrica em grafos de redes de distribuição de água, tem-se como exemplos os grafos com arestas ponderadas pela vazão e tempo de viagem da água, que determinam, respectivamente, a média de volume e tempo de abastecimento de água entre os nós da rede, podendo ser útil para caracterizar cenários de expansão com melhor qualidade de abastecimento. Além da conectividade entre os nós da rede de distribuição de água, nesta pesquisa também se avaliou indicadores para determinar o desempenho hidráulico do sistema de abastecimento. Por conseguinte, na próxima subseção são apresentados os critérios hidráulicos utilizados para tal finalidade.

Critérios Hidráulicos

Nesta seção são apresentados os critérios hidráulicos que foram selecionados a fim de quantificar o desempenho hidráulico e a resiliência da rede de distribuição de água.

O primeiro critério considerado é a uniformidade da pressão (PU) que, de acordo com Alhimiary e Alshaily (2007), pode ser definido pela seguinte equação:

$$PU = \sum_{t=1}^M \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{P_{i,t} - P_{min}}{P_{min}} \right) + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{i,t} - \bar{P}_t)^2}{N \bar{P}_t}} \right] \quad [4]$$

em que M é o número total de passos de tempo; N é o número total de nós de junção; $P_{i,t}$ é a pressão na junção i no passo de tempo t ; P_{min} é a pressão mínima necessária para operação segura da rede; e \bar{P}_t é a pressão média na rede no passo de tempo t .

A PU é uma métrica que busca padronizar a distribuição da pressão ao longo do sistema de abastecimento de água conforme a minimização de pressões excessivas na rede, isto é, a partir da diferença entre as pressões registradas no nós com as pressões médias e mínimas do sistema, para um determinado passo de tempo.

O segundo critério hidráulico calculado é a idade média ponderada da água acima de limite estabelecido (WA) que, de acordo com Marchi et al. (2014), é definido pela equação:

$$WA = \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{t=1}^M k_i^{(t)} q_i^{(t)} \cdot (WA_i^{(t)} - WA_{lim})}{\sum_{i=1}^N \sum_{t=1}^M q_i^{(t)}} \quad [5]$$

em que $WA_i^{(t)}$ é a idade da água na junção i no passo de tempo t (excluindo-se tanques e reservatórios); $q_i^{(t)}$ é a demanda na junção i no passo de tempo t ; WA_{lim} é o limite de idade da água (em horas) permitido por padrão ou especificação; e $k_i^{(t)}$ representa uma variável binária, definida como 1 se a idade da água for maior ou igual ao limite, ou 0 se for menor que o limite definido.

A WA é uma métrica que quantifica quanto tempo a água distribuída nas tubulações da rede de distribuição de água demora para abastecer os nós de consumo, isto é, trata-se de uma métrica que contribui para a caracterização da qualidade da água de abastecimento durante determinado tempo de simulação hidráulica da rede.

O último critério hidráulico avaliado é a resiliência hidráulica (R) proposta por Todini (2000), que representa a capacidade da rede de suportar condições de estresse e falhas e, é definida pela equação:

$$R = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i (h_i - h_i^*)}{\sum_{r=1}^{n_r} Q_r H_r + \sum_{j=1}^{n_p} P_j / \gamma - \sum_{i=1}^{n_n} q_i h_i^*} \quad [6]$$

em que n_n é o número de nós de demanda de consumo de água; n_r é o número de reservatórios; n_p é o número de bombas da rede; q_i e h_i são a demanda e a carga hidráulica dos nós de demanda i ; Q_r e H_r são, respectivamente, a vazão e o nível do reservatório/tanque r ; P_j é a potência da bomba j no sistema; γ é o peso específico da água; e h^* é a carga hidráulica mínima necessária para abastecer o sistema.

No entanto, para estudo de cenários de expansão de redes de distribuição de água, apenas a avaliação de indicadores hidráulicos não basta, pois a pressão mínima do sistema, muitas vezes, pode mudar abruptamente, ficando abaixo da mínima operacional da rede e, prejudicando a eficiência e qualidade do abastecimento. Dessa forma, com intuito de verificar e reabilitar a pressão mínima do sistema, nesta pesquisa também foi implementada a substituição de tubos de menor diâmetro por tubulações de maior diâmetro.

Em sequência, na próxima subseção é explicada mais especificamente esta estratégia de intervenção de engenharia utilizada.

Substituição de Tubulações

Esta etapa foi desenvolvida a partir da implementação de um algoritmo em Python, no qual, analisando-se um cenário de aumento de demanda por vez, verifica-se a pressão mínima do setor correspondente ao nó de expansão observado. Assim, se a pressão mínima operacional no setor do nó de expansão for menor do que a pressão mínima de permitida na rede, o algoritmo cria um ranking em ordem decrescente da perda de carga hidráulica unitária dos tubos do setor.

Então, a tubulação com a maior perda de carga unitária é substituída por outra tubulação com um diâmetro imediatamente maior, de modo que a dissipação de energia do fluxo causado pelas paredes da tubulação é reduzida e a pressão é aumentada. Este processo iterativo é repetido até que a pressão mínima no setor seja igual ou superior à pressão mínima necessária para a operação segura da rede. Nesse sentido, vale destacar que somente os tubos revestidos com material PVC são considerados para substituição.

Em sequência, na Tabela 1 são apresentados os preços, por metro, das tubulações com diâmetros considerados para substituição, conforme dados da Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA) (2021).

Tabela 1. Diâmetros das tubulações de substituição com seus respectivos custos.

Diâmetro (m)	Preço/metro (R\$)
0,015	2,24
0,020	3,20
0,025	5,32
0,035	7,83
0,040	11,48
0,050	20,12
0,065	35,52
0,100	45,44
0,200	92,75

0,250	203,69
0,300	223,69
0,350	285,37
0,400	359,36
0,500	671,75

Após a substituição das tubulações para cada cenário de expansão, são verificados o desempenho hidráulico da rede e o custo de cada intervenção de engenharia (Tabela 1), com objetivo de identificar os melhores cenários, isto é, de maiores desempenhos hidráulicos e menores custos. Para calcular estes cenários de maior custo-benefício, implementou-se o método de análise multicritério explicado na subseção posteriormente.

Método de Análise Multicritério

Nesta etapa foi empregado o método de análise multicritério chamado Técnica de Ordenação Preferencial por Similaridade à Solução Ideal - Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution (TOPSIS) (Hwang e Yoon, 1981), para ranquear os cenários desenvolvidos e caracterizá-los de forma mais abrangente, considerando os múltiplos critérios de avaliação estabelecidos, isto é, as métricas de redes complexas, os critérios hidráulicos e os custos de tubulações para substituição. Em sequência, segundo Banwet e Majumdar (2014), estão apresentados os processos de cálculos e análises que constituem o método TOPSIS.

Etapa 1: Construção da matriz de decisão (matriz de entrada de dados) g_{ij} , a partir da identificação e caracterização dos dados a serem utilizados, em que i corresponde a cada alternativa e j determina cada critério de avaliação considerado.

Etapa 2: Cálculo da matriz de decisão ponderada e normalizada, sendo o elemento genérico u_{ij} determinado como:

$$u_{ij} = w_j \times z_{ij}, \forall i \forall j \quad [7]$$

em que w_j é o peso do critério j e z_{ij} é a pontuação da solução genérica i conforme o critério j , normalizada pela equação:

$$z_{ij} = \frac{g_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n g_{ij}^2}} \quad [8]$$

Etapa 3: Identificação de duas soluções ideais que ocorrem e, no caso deste trabalho, nomeando-se a solução ideal positiva como A^* e a solução ideal negativa como A^- , a partir das seguintes equações:

$$A^* = (u_1^*, \dots, u_k^*) = \{(max_i u_{ij}^* | j \in I'), (min_i u_{ij}^* | j \in I'')\} \quad [9]$$

$$A^- = (u_1^-, \dots, u_k^-) = \{(min_i u_{ij}^* | j \in I'), (max_i u_{ij}^* | j \in I'')\} \quad [10]$$

com I' e I'' sendo, respectivamente, os conjuntos a serem maximizados e minimizados.

Etapa 4: Cálculo das distâncias entre cada alternativa i às soluções ideais A^* (positiva) e A^- (negativa), pelas respectivas equações:

$$S^* = \sqrt{\sum_{j=1}^k (u_{ij} - u_{ij}^*)^2}, i = 1, \dots, n \quad [11]$$

$$S^- = \sqrt{\sum_{j=1}^k (u_{ij} - u_{ij}^-)^2}, i = 1, \dots, n \quad [12]$$

Etapa 5: Cálculo do coeficiente de proximidade C_i^* para cada solução i , representando de forma alternativa o quão próximo a solução i está da solução ideal positiva (1) e negativa (0), a partir da expressão:

$$C_i^* = \frac{S^-}{S^- + S^*}, 0 < C_i^* < 1, \forall i \quad [13]$$

Etapa 6: Criação do ranking, em ordem decrescente, das melhores soluções por meio dos valores de C_i^* , onde quanto mais próximo de 1 é C_i^* , melhor colocada é a solução, ocupando as primeiras posições e, em contrapartida, quanto mais próximo de 0 é C_i^* , pior colocada é a solução, ocupando as últimas posições.

Posteriormente, na próxima seção é apresentado o estudo de caso desta pesquisa.

ESTUDO DE CASO

A rede de distribuição de água utilizada neste trabalho como estudo de caso foi a C-Town, que sem expansão consiste em 429 tubos, 388 nós de junção, 7 tanques, 1 reservatório, 11 bombas e 5 válvulas, e nesta pesquisa está organizada em 5 setores. A pressão mínima requerida e considerada neste trabalho para operação segura do abastecimento de água da rede C-Town é 15 metros. Em sequência, na Figura 1 é apresentada a rede C-Town.

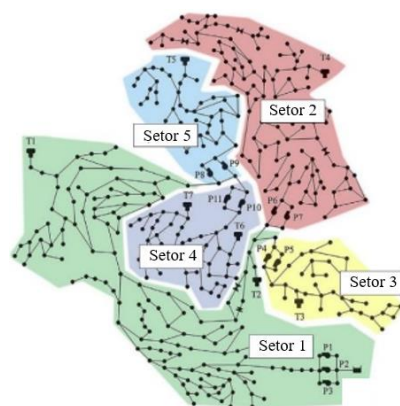


Figura 1. Rede C-Town setorizada.
Fonte: Adaptado de Cabrera et al. (2021).

RESULTADOS

Considerando-se um tempo de simulação hidráulica e análise de dados de 168 horas (1 semana), como resultado das métricas de redes complexas utilizadas nesta pesquisa, a Figura 2 apresenta as médias horárias da métrica de grau médio para os cenários sem e com aumentos de demanda.

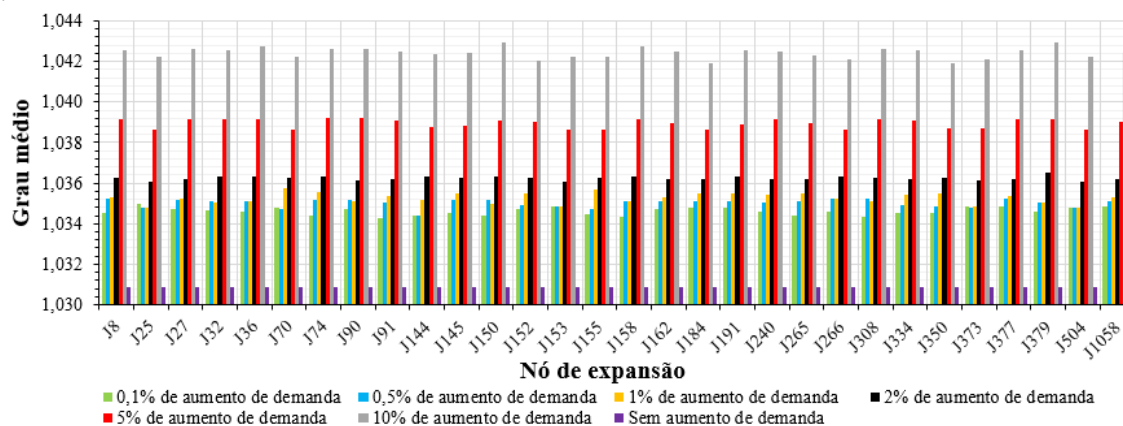


Figura 2. Médias horárias de grau médio dos nós do grafo da rede com arestas ponderadas pela vazão para todos os cenários.

Observando-se a Figura 2 nota-se que quanto maior o aumento de demanda, mais conectados estão os grafos da rede e isso pode ser atribuído ao maior número de arestas que conectam os nós

devido às maiores vazões liberadas pelo reservatório e tanques para suprir as novas demandas. Como cenários de maior grau médio, se destacam os nós de expansão: J377 (Setor 1), para aumento de 0,1% e 0,5% de aumento de demanda; J70 e J74, ambos do Setor 5, para aumento de 1% de demanda; e J36 (Setor 2) e J379 (Setor 1), para aumentos de 2%, 5% e 10% de demanda. Já a métrica de comprimento médio de caminhos mais curtos foi aplicada para avaliação da correlação entre as arestas ponderadas pela vazão e tempo de viagem da água. Dessa forma, na Figura 3 é mostrado um gráfico das médias horárias de comprimento médio de caminhos mais curtos para os grafos da rede ponderados, considerando-se cenários sem e com aumentos de demanda.

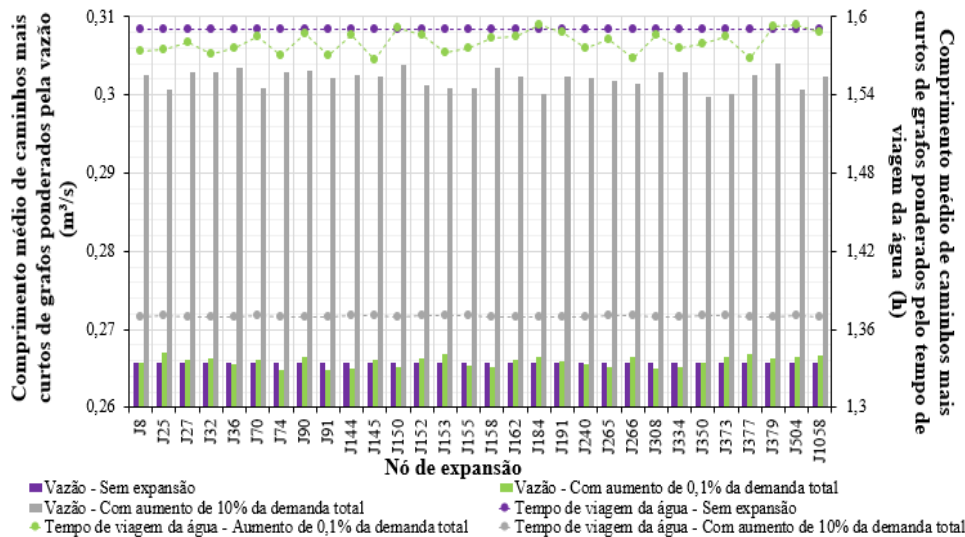
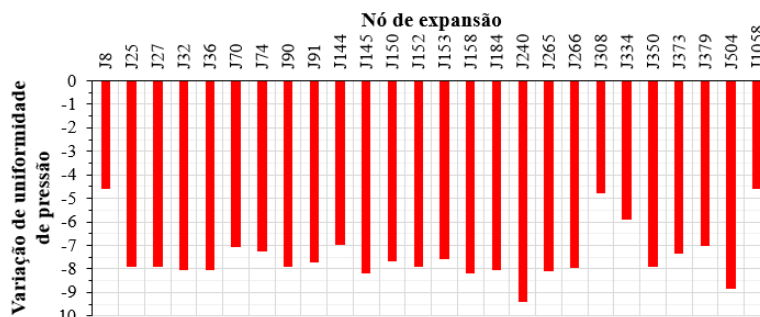


Figura 3. Comparação de médias horárias de comprimentos médios de caminhos mais curtos entre os grafos da rede ponderados pela vazão e tempo de viagem da água.

Analisando-se a Figura 3, nota-se que quanto maiores os aumentos de demanda, maiores são os comprimentos médios das arestas ponderadas pela vazão e menores são os comprimentos médios das arestas ponderadas pelo tempo de viagem da água, pois quanto maiores são as vazões liberadas pelo reservatório, mais altas são as velocidades de escoamento nas tubulações e, conseqüentemente, menores são os tempos de viagem da água ao longo dos tubos.

No entanto, como descrito anteriormente, além das métricas de redes complexas, nesta pesquisa também foram aplicados critérios hidráulicos para determinar o comportamento e desempenho da rede antes e após a implementação da medida de engenharia referente à substituição de tubos. Portanto, na Figura 4 são apresentados três gráficos relacionados às diferenças entre as médias dos critérios hidráulicos de uniformidade de pressão (*PU*), idade média ponderada da água acima de limite estabelecido (*WA*) e resiliência hidráulica (*R*), após e antes das trocas de tubulações.



(a)

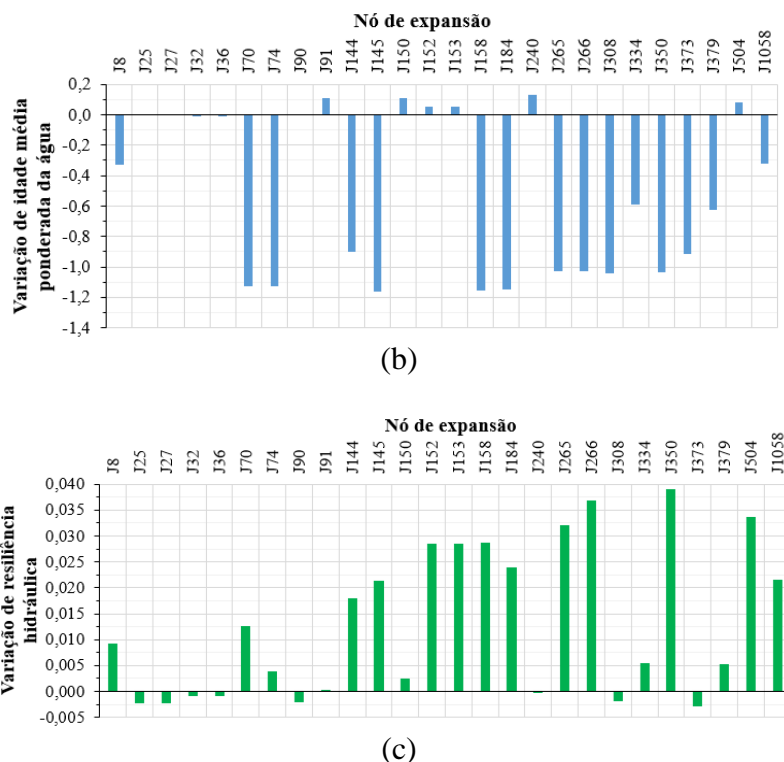


Figura 4. Gráficos da diferença entre as médias de (a) *PU*, (b) *WA* e (c) *R*, depois e antes da implementação de trocas de tubulações, para todos os aumentos percentuais de demanda.

Dessa forma, analisando-se a Figura 4, nota-se que, em geral, após a implementação das trocas de tubulações, os cenários que mais melhoraram seus desempenhos hidráulicos foram os nós de expansão do Setor 3 (J265, J266 e J350), pois reduziram a sua *PU* e *WA*, e aumentaram seu índice *R*, desenvolvendo então, uma cenários com uma rede de menores variações de pressão, abastecimento de água mais rápido aos consumidores e de maior capacidade de suportar perturbações.

Em contrapartida, observando-se os gráficos da Figura 4, também se percebe que os piores cenários de expansão estão localizados, em geral, no Setor 2 (J25, J27, J32, J36, J90 e J240), pois, comparando-os com outros cenários, mesmo após as trocas de tubulações, obtiveram menores reduções de *PU*, pouca variação ou maiores valores de *WA* e menores valores *R*. Vale destacar que os nós de expansão do Setor 1, J155, J162, J191 e J377, não estão inseridos nos gráficos da Figura 4, pois não necessitaram trocar as tubulações da rede de distribuição de água após a aplicação dos aumentos percentuais de demanda. Em sequência, nas Tabelas 2 e 3 são apresentados os cinco melhores e piores cenários de expansão para aumentos de demanda de 0,1% e 10% após a intervenção de engenharia e conforme a aplicação do método TOPSIS.

Tabela 2. Os cinco melhores e piores cenários para aumento de demanda de 0,1%, após substituição de tubulações.

	Nó de expansão	Sector	<i>PU</i>	<i>WA</i>	<i>R</i>	Custo (R\$)	C_i^*	Ranking
Melhores soluções	J191	1	497,1370	4,8752	0,40478	0	0,956833	1°
	J144	1	497,1420	4,8729	0,40475	0	0,956811	2°
	J377	1	497,1379	4,8786	0,40467	0	0,956644	3°
	J379	1	497,1280	4,8784	0,40466	0	0,956642	4°
	J155	1	497,1406	4,8823	0,40466	0	0,956585	5°
Piores soluções	J240	2	489,4212	4,8393	0,43477	285,37	0,045876	26°

	J32	2	489,4292	4,8414	0,43452	285,37	0,045520	27°
	J36	2	489,4294	4,8414	0,43448	285,37	0,045477	28°
	J150	2	489,3809	4,8411	0,43441	285,37	0,045404	29°
	J152	2	489,3612	4,8411	0,43439	285,37	0,045376	30°

Tabela 3. Os cinco melhores e piores cenários para aumento de demanda de 10% após substituição de tubulações.

	Nó de expansão	Setor	PU	WA	R	Custo (R\$)	C_i	Ranking
Melhores soluções	J191	1	496,0768	3,6307	0,4253	0	0,941682	1°
	J162	1	496,4118	3,7110	0,4073	0	0,929515	2°
	J377	1	496,1520	3,5604	0,3876	0	0,927309	3°
	J144	1	489,8179	3,5903	0,4442	92,75	0,921733	4°
	J373	1	489,7401	3,5596	0,4258	92,75	0,918161	5°
Piores soluções	J1058	1	490,2113	3,6538	0,4351	507,32	0,660533	26°
	J152	2	485,3204	3,2040	0,3879	516,31	0,654607	27°
	J153	2	485,8233	3,2046	0,4141	642,71	0,574170	28°
	J74	5	489,7078	3,3805	0,4339	1135,72	0,253166	29°
	J70	5	489,7696	3,3818	0,4398	1506,72	0,066842	30°

Portanto, analisando-se as Tabelas 2 e 3, nota-se uma dominância dos nós de expansão do Setor 1 nas primeiras posições do ranking tanto para o mínimo (0,1% da demanda total da rede) como para o máximo (10% da demanda total da rede) aumento percentual de demanda aplicado aos nós de expansão. Por outro lado, observando-se as Tabelas 2 e 3, pode-se concluir que os piores cenários de expansão desenvolvidos, localizados predominantemente no Setor 2, são os que necessitam trocar as suas tubulações originais por tubos de maior diâmetro e, conseqüentemente, geraram maiores custos para reajustar a carga hidráulica no sistema e reabilitar as pressões mínimas no setor.

Por fim, compreendendo-se que o tempo de viagem da água está diretamente relacionado à idade da água e que uma maior conectividade da rede determina mais caminhos alternativos de abastecimento gerando uma maior robustez do sistema a falhas, em seqüência, nas Figuras 5 e 6 são apresentadas as relações dos resultados, respectivamente, entre a métrica de comprimento médio de caminhos mais curtos (L_{avg}) e idade média ponderada da água (WA); e, entre a métrica de grau médio (D_{avg}) e resiliência hidráulica (R).

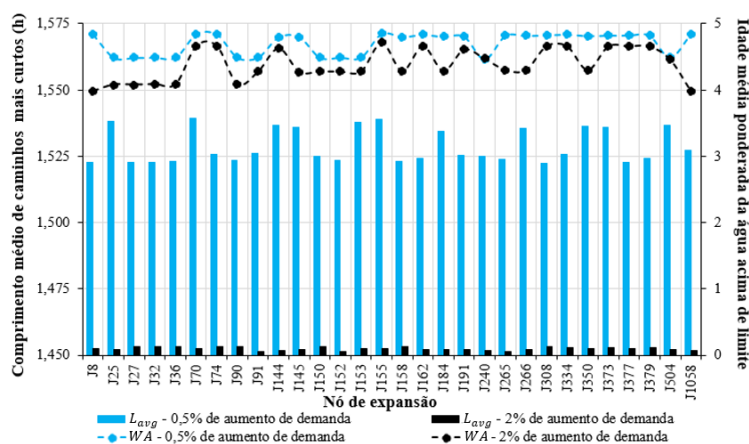


Figura 5. Gráfico comparativo entre os dados de WA (antes da intervenção de engenharia) e comprimento médio de caminhos mais curtos de grafos ponderados pelo tempo de viagem da água.

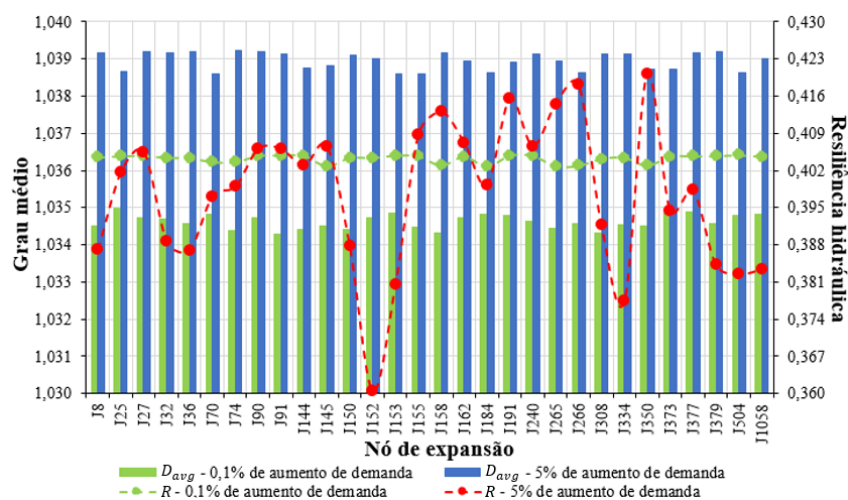


Figura 6. Gráfico comparativo entre os dados de R (antes da intervenção de engenharia) e grau médio dos grafos ponderados pela vazão.

Portanto, analisando-se a Figura 5, nota-se que WA é diretamente proporcional ao L_{avg} para a ponderação de arestas dos grafos da rede por tempo de viagem da água, uma vez que, apesar de serem indicadores que englobam parâmetros diferentes em suas equações, ambos caracterizam o tempo de residência da água nas tubulações. Já na Figura 6, embora estejam relacionados dois indicadores de robustez da rede de distribuição de água, verifica-se uma correlação um pouco menor entre D_{avg} e R , devido ao grau médio ser uma métrica que calcula apenas a média das conexões entre os nós dos grafos da rede e a resiliência hidráulica ser um parâmetro estritamente hidráulico.

CONCLUSÕES

A partir desta pesquisa pôde-se validar a modelagem de uma rede de abastecimento sob a óptica de redes complexas, uma vez que as arestas dos grafos do sistema de abastecimento de água foram ponderadas por parâmetros hidráulicos em que, após a aplicação das métricas de redes complexas ao grafo e de acordo com os fundamentos de hidráulica, foi possível determinar a correlação entre a idade média ponderada água (WA) e comprimento médio de caminhos mais curtos com ponderação por tempo de viagem da água. Após a geração dos rankings completos dos cenários para cada aumento de demanda, individualmente, como melhores cenários da rede se destacaram os nós de expansão do Setor 1, J155, J162, J191 e J377, pois em nenhuma expansão necessitaram substituir as tubulações da rede para reabilitar as suas pressões. Os nós de expansão do Setor 3 também se evidenciaram, pois após as trocas de tubulações, geraram cenários que obtiveram consideráveis desempenhos hidráulicos e, em alguns casos, não precisaram trocar suas tubulações. Em geral, os nós de expansão que apresentaram cenários de menores riscos de falhas e danos à rede de distribuição de água são, em sua maioria, os nós dos Setores 1 e 3, e os nós de expansão que desenvolveram cenários com maiores riscos de falhas de abastecimento são os nós do Setor 2.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alhimiary, H. A. A.; Alshaily, R. H. S. (2007) “Minimizing leakage rates in water distribution networks through optimal valves settings”. *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2007*, Reston, Estados Unidos.
- Anchieta, T. F. de F., Santos, S. A. R., Brentan, B. M., Carpitella, S., Izquierdo, J. (2021). “Managing

expert knowledge in water network expansion project implementation. *IFAC-PapersOnLine*, Vol. 54, No. 17, 2021, pp. 36-40.

Barabasi, A. L. (2016). *Network Science*. Cambridge University Press, Cambridge.

Banwet, D. K. e Majumdar, A. (2014) “Comparative analysis of AHP-TOPSIS and GA-TOPSIS methods for selection of raw materials in textile industries”. *4th International Conference on Industrial Engineering and Operations Management*, Bali, Indonésia.

Cabrera, E., del Teso, R., Gómez, E., Cabrera, E. Jr., Estruch-Juan, E. (2021). “Deterministic Model to Estimate the Energy Requirements of Pressurized Water Transport Systems”. *Water*, Vol. 13, No. 3, 2021, pp. 345.

Creaco, E., Franchini, M., Todini, E. (2016). “The combined use of resilience and loop diameter uniformity as a good indirect measure of network reliability”. *Urban water journal*, Vol. 13, No. 2, 2016, pp. 167-181.

Hagberg, A., Swart, P., Schult, D. (2008). *Exploring network structure, dynamics, and function using NetworkX*. Los Alamos, Los Alamos National Lab. (LANL).

Hsu, N-S., Cheng, W-C., Cheng, W-M., Wei, C-C, Yeh, W. W-G. (2008). “Optimization and capacity expansion of a water distribution system”. *Advances in Water Resources*, Vol. 31, No. 5, 2008, pp. 776-786.

Hwang, C. e Yoon, K. (1981). *Multiple Attribute Decision Making*. Springer Berlin, Heidelberg.

Labadie, J. W. (2004). “Optimal operation of multireservoir systems: State-of-the-art review”. *Journal of water resources planning and management*, Vol. 130, No. 2, 2004, pp. 93-111.

Kim, J. H. e Mays, L. W. (1994). “Optimal rehabilitation model for water distribution systems”. *Journal of water resources planning and management*, Vol. 120, No. 5, 1994, pp. 674-692.

Klise, K. A., Murray, R., Haxton, T. (2018). “An Overview of the Water Network Tool for Resilience (WNTR)”. *WDSA/CCWI Joint Conference Proceedings 2018*, Kingston, Estados Unidos.

Marchi, A., Salomons, E., Ostfeld, A., Kapelan, Z., Simpson, A. R., Zecchin, A. C., Maier, H. R., Wu, Z. Y., Elsayed, S. M., Song, Y., [...] (2014). “Battle of the Water Networks II”. *Journal Of Water Resources Planning and Management*, Vol. 140, No. 7, jul. 2014, pp. 1-31.

Nazempour, R, Monfared, M. A. S., Zio, E. (2018). “A complex network theory approach for optimizing contamination warning sensor location in water distribution networks”. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, Vol. 30, 2018, pp. 225-234.

Todini, E. (2000). “Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach”. *Urban water*, Vol. 2, No. 2, 2000, pp. 115-122

Van Steen, M. (2010). *Graph Theory and Complex Networks: An Introduction*. Maarten van Steen.

United Nations Population Fund (UNPF) (2022). *Population Data Portal: Population Trends*. UNPF.

Wright, R., Herrera, M., Parpas, P., Stoianov, I. (2015). “Hydraulic resilience index for the critical link analysis of multi-feed water distribution networks”. *Procedia engineering*, Vol. 119, 2015, pp. 1249-1258.

Yazdani A., Jeffrey P. (2011). “Complex network analysis of water distribution systems”. *Chaos*, Vol 21, No 1, 2011, pp. 016111.

Zhang, Z., Xu, E., Zhang, H. (2021). “Complex network and redundancy analysis of spatial temporal dynamic changes and driving forces behind changes in oases within the Tarim Basin in northwestern China”. *Catena*, Vol. 201, No. 105216, pp. 105216.

AN IOT BASED LOW-COST TURBIDITY PROBE AND THE INFLUENCE OF COLOR LIGHT EMITTER AND MICROCONTROLLER RESOLUTION

Rafael de Carvalho Bueno^{1,2,4a}, Fabiana Morales^{1b}, Andre Luis Diniz dos Santos^{3,4c},

Tobias Bleninger^{1d}

¹Federal University of Paraná, Curitiba, Brazil

²University of Koblenz-Landau, Landau, Germany

³CarbonSpaceTech, Dublin, Ireland

⁴Sciensor, Curitiba, Brazil

Email: rafael.bueno@ufpr.br^a, fabiasmorales@gmail.com^b, dinizamb83@gmail.com^c, tobias.bleninger@gmail.com^d

Introduction

Turbidity is a parameter that represents the water opacity caused by the presence of suspended particles, contributing to the reduction of the water visibility and the penetration of light into the water interior. The alteration in the water transparency can affect the aquatic ecosystem, pH, temperature, and the concentration of dissolved oxygen in water supply reservoirs [Azis, 2015]. The high turbidity favours the accumulation of bacteria, nutrients, coliforms, heavy metals, and pesticides in the water. In general, high turbidity level is associated to biological, and organic and inorganic pollution [Sadar, 2004].

Nowadays, there are different turbidity sensors, based on optical principle, available on the market to monitor continuously the water turbidity. Based on LED emitters (e.g. RGB LED, Infrared LED) and electromagnetic radiation detectors, the amount of suspended particles present in the water is correlated to the intensity of light captured by the light detectors. Turbidity sensors often interpret electrical data, based on light absorption and scattering, and correlates to the Nephelometric Turbidity Unit (NTU). According to the World Health Organization (2012) the acceptable values for drinking water are below 5 NTU.

Commercial turbidimeters that perform continuous turbidity monitoring cost around 7,000 Euros. Due to the high cost of commercial turbidity sensors, recently many low-cost turbidity meters have been proposed [Villamil, 2021]. Although studies have developed low-cost optical sensors for turbidity monitoring, few analysis have been performed to analyze the effects of emission cells from low-cost turbidity meters and the influence of microcontroller resolution on turbidity readings.

This study aims to understand the influence of the different color lights, used as a light emitter in the turbidity sensor, and how ADC (Analog-to-digital converter) resolution can influence the turbidity readings, describing the design and fabrication of a low-cost smart turbidity meter, capable to measure and deliver in real-time water turbidity data to web pages and apps.

Methods

COMPONENTS

The turbidity probe was built to operate under the turbidimetric principle, presenting a 10 mm LED RGB light, as an electromagnetic radiation emitter, and one Light Dependent Resistor (LDR), positioned at 180° from the emitting cell, as a light detector. The turbidimetric cell, composed by one photoresistor LDR PGM5537, identify the intensity of the electromagnetic radiation emitted by the LED as the light beam passes through the analyzed region. The higher the amount of suspended particles in the water, the lower will be the voltage

response since the light emitted will be attenuated by the suspended particles presented in the water.

The turbidity sensor is operated by Arduino Nano electronic prototyping board, which has an Atmega328p with a 10 bits ADC. Embedded with the Arduino board, a shield model data logging board ID:8122 Deek-Robot with a Real Time Clock was added to record turbidity readings into a SD card. A NodeMCU microcontroller, connected into the Arduino Nano, was used to transfer data via Wi-Fi protocol. To power both boards, a 9 V battery was used.

The codes responsible for control the boards was programmed to change the LED RGB color every 10 seconds (between white, yellow, and blue) and record measurements by the LDR every 1 second. For white and yellow the analogic-to-digital converter was specified to capture a maximum voltage of 5 V, whilst for the blue light the reference of the ADC was changed to operate with maximum 1.1 V voltage, allowing a higher resolution of the turbidity readings. The change of the ADC resolution for the blue light was only possible due to the low light intensity. Based on this, we analyzed the influence of light color comparing the turbidity reading under white and yellow lights. Additionally, the ADC resolution was analyzed by comparing results with white and yellow lights with measurements under blue light, which was specified to work in a lower range of voltage.

The probe housing material is composed of two dark PVC cylinders, one with 10 cm of diameter and another with 15 cm, placed inside to the 10 cm pipe in order to waterproof the sensor. The turbidimetric cell was positioned at half the height of the inner cylinder. At the ends of the inner cylinder, a maze-like pattern with 5-mm-diameter apertures was created to block the penetration of external light into the water interior (Figure 1). The base has been fully sealed and the electronics isolated from water.

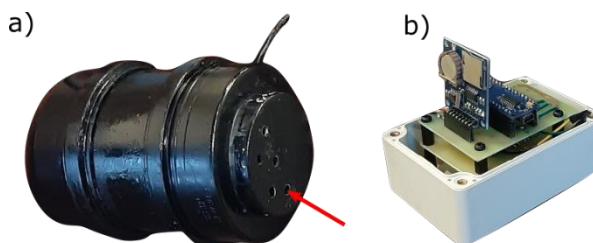


Figure 1. Low-cost turbidity probe. a) Water proofed housing, where LDR and RGB LED are mounted. The red arrow indicates the apertures in which the water is free to flow in. b) Main station that holds the microcontrollers and the logging board ID:8122 Deek-Robot used to record turbidity readings into a SD card.

CALIBRATION AND EXECUTION

The sensor was calibrated through a standard turbidity solution made with skimmed milk (4,76%) and water (95,24%), presenting

standard turbidity of 668 NTU, obtained with the reference turbidity meter. This turbidity solution has been used as a substitute to Formazin Turbidity Standard [Garcia, 2011 e Villamil, 2022]. According previous studies, the sizes of skimmed milk molecules is compatible with the forms of light scattering observed in low turbidity environments [Udabage, 2005].

The calibration procedure was performed by adding a volume of the standard turbidity solution into the probe interior each 6 minutes, starting the experiment with the lowest turbidity value (1.62 NTU). After six minutes, one sample of water from the probe interior was taken and the turbidity was measured by a bench nephelometer, a DLT-WV digital turbidity meter with precision of 0.1 NTU.

Results and discussion

The principal objective was to evaluate the performance of the low-cost turbidity sensor for the blue light in relation to the yellow and white lights. With the increase of the number of particles suspended in the water, due the increase in turbidity, we observe a decrease of the voltage drop (Figure 2), which is expected by previous experiments using the turbidimetric principle (Udabage, 1997). This principle consists of measuring the remaining light that passes through the analyzed area and is not blocked by the presence of suspended matters. The amount of light transmitted in the forward direction is detected, and the other part of the light energy is absorbed and scattered by suspended particles, reducing the light intensity that reach the light detector.

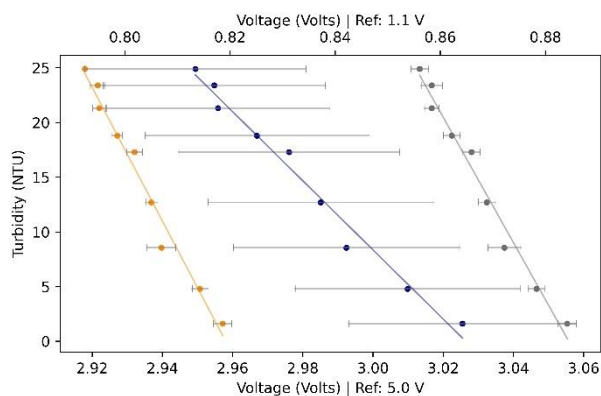


Figure 2. Calibration curves, describing the turbidity readings measured with the reference Turbidity meter and the developed low-cost sensor (in which the analogic signal is expressed as the voltage drop). Horizontal lines indicate the standard deviation of measurements and yellow, grey, and blue dots show the mean value from the 3 minutes measurements under yellow, white, and blue light, in which the blue light is referenced in 1.1 V

In all the three cases the correlation coefficient for a linear model was close to 1, (0.98 for yellow, 0.98 for white, and 0.98 for blue), which indicates that in both cases the technique adopted presents a satisfactory correlation with turbidity readings. Even though the linear equation can well describe the relationship between output signal and turbidity values, this statistical parameter is not enough to describe how accurate is the sensor.

In general, two parameters are important to analyze sensor readings: standard deviation (precision) and turbidity resolution. The turbidity resolution describes the readability of the LDR for the range of the analyzed turbidity values, in which we evaluated the sensor resolution under different emitting colors lights (white, yellow, and blue). With the standard deviation, otherwise, we analyze the sensitivity/precision of the reading (Figure 3). Considering this approach, we may compare the precision and

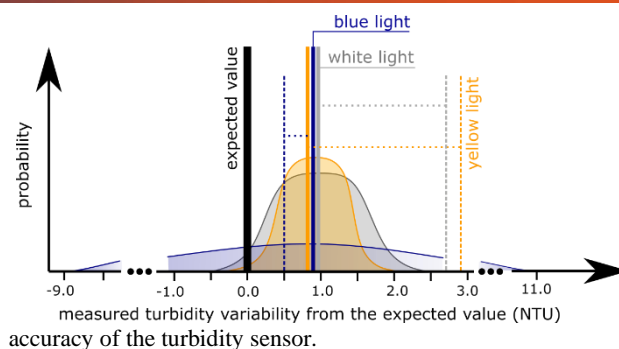


Figure 3. Summary of statistical analysis of each experiment, illustrating the mean accuracy (solid line), mean resolution (dashed line), and mean precision (curve).

Variations in readings precision were subtle in the comparisons between white and yellow lights, presenting mean standard deviation of 1.2 NTU, with difference between both colors in order of 10^{-1} NTU. However, measurements under blue color presented a noticeable increase in the standard deviation (19.8 NTU), indicating a loss of precision (Figure 3). Even though the low operation voltage allows an increase in measurement resolution from 2.7 NTU (white and yellow) to 0.5 NTU (blue), the LDR sensor under blue color present low precision on the analog readings, indicating a higher variability of the turbidity readings for a single turbidity value (Figure 3). In addition, under blue light, the measurements demonstrated that the precision is strongly dependent of the turbidity level ($r^2=0.73$), in which the standard deviation increased 1 NTU from measurement between 1 NTU and 25 NTU.

Readings under yellow light presented higher precision (1.2 NTU) compared to measurements conducted under white light (1.5 NTU). In addition, assuming the linear model, measurements under yellow light presented slight lower root mean square error (1.1 NTU against 1.2 NTU) and higher accuracy (87% against 84%). However, measurements shows that white light has significant higher precision (2.7 NTU) compared with other metrics and slightly higher value compared to measurements under yellow light (2.9 NTU). The small variability between all parameters and the higher variability observed in resolution measurements could indicate that white would be the best choice, but statistically the variability is too low that the difference is not statistically significant between measurements under white and yellow light.

References

- Akhmad Azis, Hamzah Yusuf, Zulfiah Faisal, Muhammad Suradi.** (2015) "Water Turbidity Impact on Discharge Decrease of Groundwater Recharge in Recharge Reservoir", *Procedia Engineering*.
- Sadar, Mike.** (2004) "Making Sense of Turbidity Measurements" - *Advantages in Establishing Traceability Between Measurements and Technology*.
- Lorena Parra, Javier Rocher, Julia Escrivá, Jaime Lloret.** (2018) "Design and development of low-cost smart turbidity sensor for water quality monitoring in fish farms", *Aquacultural Engineering, Volume 81, Pages 10-18*.
- Jorge Villamil, Jorge Victorino, Francisco Gómez.** (2021) The effect of mobile camera selection on the capacity to predict water turbidity. *Water Sci Technol 15 November 2021*.
- World Health Organization (WHO).** (2012) "WATER QUALITY AND HEALTH - REVIEW OF TURBIDITY: Information for regulators and water suppliers", *WATER QUALITY AND HEALTH - Technical Brief*.
- P. Udabage, R. Sharma, D. Murphy, I. Mckinnon, and R. Beckett.** (1997) "Size distribution of reconstituted skim milk using field-flow fractionation," *J. Micro. Sep.* 9(7), 557–563 (1997).

MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UM RESSALTO HIDRÁULICO UTILIZANDO OPENFOAM

Marcelo Yudi Minoda Takenobu¹, Paulo Henrique Cabral Dettmer¹, Carlos Olavo Slota Ovelar¹, Felipe Ferreira de Souza¹, Marcos Vinicius Andriolo², Soraia Giordani² e Cássia Silmara Aver²

¹ Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (Lactec/CEHPAR), Brazil

² Copel Geração e Transmissão S.A., Brazil

marcelo.takenobu@lactec.org.br, paulo.cabral@lactec.org.br, carlos.ovelar@lactec.org.br, felipe.souza@lactec.org.br,
marcos.andriolo@copel.com, soraia.giordani@copel.com e cassia.aver@copel.com

RESUMO

O ressalto hidráulico é um processo físico caracterizado pela transição abrupta de um escoamento supercrítico (torrencial) para um outro subcrítico (fluvial) com diversas aplicações em obras hidráulicas. Este artigo buscou avaliar a capacidade do *software open-source* OpenFOAM de representar adequadamente o perfil de linha de água e concentração de ar registrados ao longo de um ressalto hidráulico ($Fr_1 = 7,5$) utilizando o método *VOF*. A simulação foi realizada utilizando a metodologia *DES*, modelo de turbulência *k- ω SST* e com uma malha ortogonal tridimensional e elementos cúbicos da ordem de 2,5 mm de comprimento. Os dados físicos foram medidos experimentalmente em um canal horizontal plano, instrumentado com leitores ultrassônicos e sondas de eletrodos para aquisição e validação do modelo numérico. Adicionalmente, os resultados obtidos foram comparados com a bibliografia existente para a mesma configuração hidráulica. As comparações realizadas mostraram que os resultados computacionais foram satisfatórios na representação do perfil de linha de água e das concentrações de ar ao longo do ressalto hidráulico com máximas diferenças da ordem de 15%.

ABSTRACT

The hydraulic jump is a physical phenomenon characterized by the abrupt transition from a supercritical flow (torrential) to a subcritical one (fluvial) with several applications in hydraulic structures and water treatment stations. This article aimed to evaluate the open-source software OpenFOAM to represent adequately the mean waterline profile and air concentration recorded along a hydraulic jump ($Fr_1 = 7.5$) using the VOF method. The simulation was performed using a DES methodology, *k- ω SST* turbulence model and a three-dimensional orthogonal mesh with majority length elements of 2.5 mm. Physical data were measured in an experimental channel which were instrumented with ultrasonic sensor and conductivity probes for numerical model validation. Additionally, results obtained were compared with bibliography for the same hydraulic conditions. The comparisons performed showed a satisfactory representation of waterline profile and air concentrations along the hydraulic jump with maximum differences around 15%.

PALAVRAS CHAVES: Ressalto Hidráulico; OpenFOAM; Concentração de Ar

INTRODUÇÃO

O ressalto hidráulico é um processo físico que ocorre na transição do regime de escoamento supercrítico ($Fr_1 > 1$) para um escoamento subcrítico ($Fr_1 < 1$). Esse processo se caracteriza por uma repentina elevação entre as duas profundidades, além de aumento de turbulência, vórtices, incorporação de ar, transformação e dissipação de energia (Figura 1). As profundidades de montante e jusante do ressalto hidráulico são denominadas profundidades conjugadas. A Equação [1] (Bélanger, 1828) apresenta a relação entre as duas profundidades conjugadas (d_1 e d_2), em um canal horizontal com seção retangular em função do número de Froude da seção supercrítica de montante (Equação [2]).

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \quad [1]$$

$$Fr_1 = \frac{U_1}{\sqrt{gd_1}} \quad [2]$$

onde: d_1 e d_2 são as profundidades conjugadas de montante e de jusante, respectivamente; U_1 = velocidade na seção de montante do ressalto hidráulico; g = aceleração da gravidade;

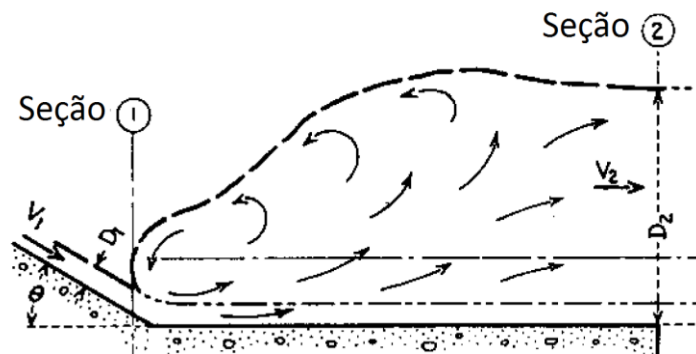


Figura 1. Esquemática de um ressalto hidráulico em um modelo físico reduzido
Fonte: Modificado de Peterka (1963)

No século XVI foram documentadas as primeiras observações sobre o ressalto hidráulico, realizadas por Leonardo da Vinci. Posteriormente, o ressalto hidráulico foi estudado de maneira numérica e empírica por cientistas como Edward Elevatorski, Ven Te Chow e Rajaratnam. Mais recentemente, em estudos físicos apresentados por Chanson (2002), Gualtieri; Chanson (2010) e Wang; Chanson (2013), foram registradas características físicas como comprimento e início do ressalto hidráulico e o registro da superfície livre para diversos valores de Fr_1 . Nesses estudos também foram medidos a concentração de ar presente no escoamento.

Os estudos sobre ressalto hidráulico em modelagem computacional tiveram início na década de 1970, com o avanço tecnológico dos computadores (Alves, 2008).

Witt (2014) utilizou a simulação computacional *URANS* (*Unsteady Reynolds Navier Stokes*) e modelo $k - \epsilon$ realizável para analisar especificamente o comportamento multifásico (ar-água) de ressaltos hidráulicos com valores de Fr_1 entre 2,4 a 4,8. Foram testados diversos tamanhos de malhas computacionais em domínios bidimensionais e tridimensionais. Em comparação com estudo em modelo físico, os resultados obtidos por Witt (2014) em modelagem computacional foram considerados satisfatórios.

Para a representação da superfície livre em escoamentos multifásicos, em geral, os *softwares* de *CFD* (*computational fluid dynamics*) utilizam o método *VOF* (*volume of fluid*). Esse método pode

representar a aeração e incorporação de ar ao escoamento, porém, Witt; Gulliver; Shen (2015) destacaram a necessidade da utilização de malhas computacionais com pelo menos oito elementos para representar uma única bolha de ar, o que exige malhas com grande densidade de elementos. Apesar dessa limitação, foram obtidos bons resultados de concentrações de ar no ressalto hidráulico para o intervalo de números de Froude avaliado.

Bayon-Barrachina; Lopez-Jimenez (2015) estudaram um ressalto hidráulico ($Fr_1 = 6,0$) em simulações *URANS* para verificar as possíveis diferenças entre modelos de turbulência da família $k-\varepsilon$ e $k-\omega$ *SST*. Foram obtidos bons resultados para todos os modelos na representação dos parâmetros hidráulicos estudados em um domínio tridimensional e com malha de dimensões cúbicas entre 7,0 a 8,5 mm.

Jesudhas et al. (2018) estudaram computacionalmente um ressalto hidráulico com $Fr_1 = 8,5$ em simulações *DES* (*detached eddy simulation*) e modelo $k-\omega$ *SST*, utilizando o software STAR-CCM+. Aspectos detalhados da turbulência e velocidades no interior do ressalto hidráulico foram avaliados. Para validação, foram utilizados dados experimentais de outros estudos experimentais. As comparações dos resultados foram consideradas adequadas entre os modelos físicos e computacionais.

O presente trabalho apresenta parte dos resultados obtidos durante o projeto de P&D PD-06491-0541/2019 “Metodologia para Modelagem Computacional de TDG na Água em Fluxos Efluentes de Vertedouros”, desenvolvido pelo Lactec e pela Copel Geração e Transmissão S.A., pertencendo ao Programa de Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico do Setor Elétrico, regulado pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). O objetivo foi avaliar a capacidade do *software* OpenFOAM em representar adequadamente o perfil de linha de água e concentração de ar registrados ao longo do tempo em um ressalto hidráulico com $Fr_1 = 7,5$ utilizando o método *VOF* e modelo de turbulência *DES* $k-\omega$ *SST*. A avaliação foi realizada através de comparações do modelo computacional com ensaios em modelo físico e resultados apresentados na bibliografia – Wang; Chanson (2013)

METODOLOGIA

A metodologia adotada foi a realização de ensaios em modelo físico e simulações em modelo computacional. Os resultados foram comparados com a bibliografia de Wang; Chanson (2013) com a finalidade de validar o modelo computacional desenvolvido. Os detalhes dos modelos estão apresentados a seguir.

Modelo Físico

O modelo físico utilizado foi o canal experimental do laboratório de hidráulica do CEHPAR (Curitiba, PR – Brasil) que possui dimensões iguais a 0,385 m x 6,30 m x 0,60 m (largura x comprimento x altura). A imposição da vazão foi realizada por uma tubulação de PVC de 150 mm de diâmetro. A vazão foi medida com um medidor do tipo orifício equipado com um manômetro de mercúrio.

O nível de água de jusante foi controlado por uma comporta basculante instalada na extremidade de jusante do canal experimental. No trecho de montante, o canal possui uma comporta plana utilizada para imposição das aberturas. A Figura 1 a apresenta a visualização do escoamento no canal experimental.

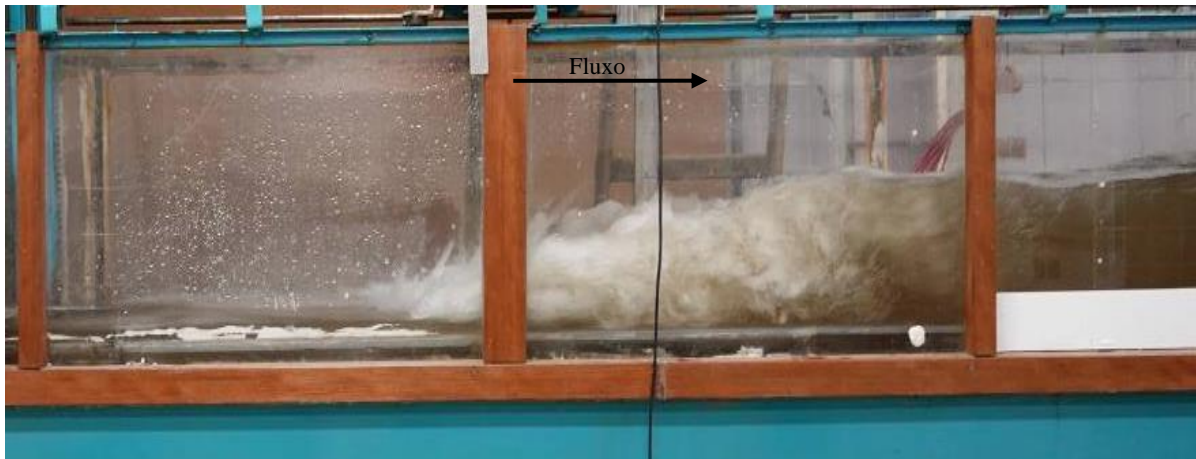


Figura 2. - Canal experimental e ressalto hidráulico $Fr_1=7,5$

O perfil de linha de água foi medido com medidores de nível ultrassônicos Sense modelo MIC 35+ UI/TC e uma régua linimétrica. Perfis de concentração de ar foram medidos com sondas de ponta reta, com fio de platina de 0,25 mm, em um tubo elíptico de aço inox. A Figura 3 (A) ilustra os medidores ultrassônicos e os medidores de concentração de ar (B).

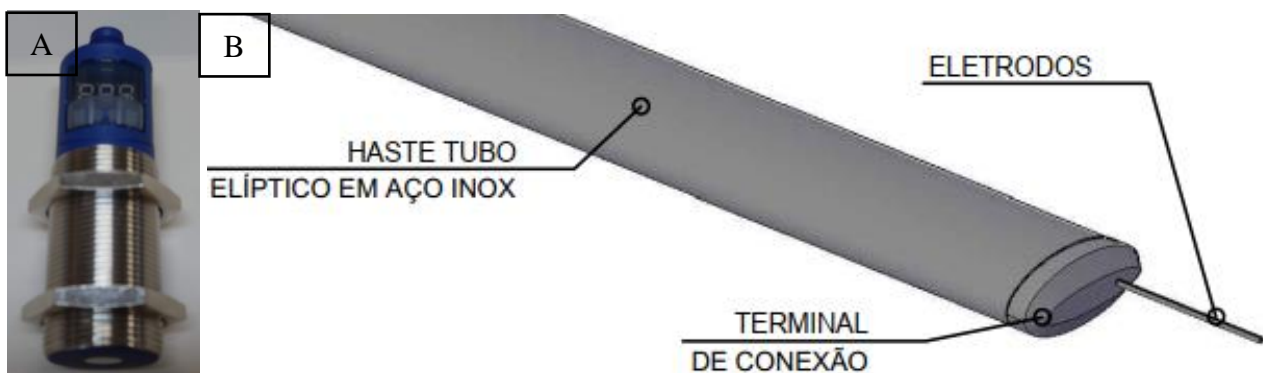


Figura 3. - (A) Medidor ultrassônico para medição de perfil de linha d'água e (B) Sondas de concentração de ar

A amostragem adotada durante a aquisição da concentração de ar teve uma duração de 180 s e 10 kHz e 90 s e 15 Hz na leitura do perfil de linha d'água. A definição da configuração de amostragem passou por uma análise de sensibilidade para determinação do tempo e taxa de aquisição dos dados.

Modelo Computacional

A simulação computacional foi realizada no software OpenFOAM. O *solver* utilizado foi o interFoam, indicado para escoamentos com dois fluidos incompressíveis, estratificados e isotérmicos. As equações de conservação de massa e Navier-Stokes estão expressas nas Equações [3] e [4].

$$\nabla \cdot \mathbf{U} = 0 \quad [3]$$

$$\frac{\partial(\rho \mathbf{U})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{U} \mathbf{U}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\mu \nabla \mathbf{U}) + \rho \mathbf{f}_b \quad [4]$$

onde: ρ = massa específica; \mathbf{U} = vetor de velocidade; p = pressão local; μ = viscosidade dinâmica; f_b forças por unidade de massa.

A detecção da superfície livre no interFOAM é realizada com o método *VOF*, que utiliza uma equação de transporte de um escalar (α) como indicador de fase (Equação [5]). Nesse método, o valor de α representa a fração de volume em um determinado elemento. Quando o elemento está totalmente preenchido com água, o valor de α é igual a 1,0 e quando preenchido com ar, igual a 0. A interface entre as duas fases é definida com valores de $\alpha = 0,5$.

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{U}\alpha) + \nabla[\alpha(1 - \alpha)\mathbf{U}_r] = 0 \quad [5]$$

onde: α = fração de volume – indicador de fase; \mathbf{U}_r = velocidade relativa entre as duas fases.

O domínio da malha computacional utilizada possui dimensões de 0,20 m x 4,20 m x 0,30 m (largura x comprimento x altura) e elementos cúbicos com aresta de 2,5 mm. Próximo ao fundo do canal foram adicionadas camadas de elementos paralelos ao contorno sólido (*insufflation layers*) para representação adequada do desenvolvimento da camada limite do perfil de velocidade a partir do contorno sólido. O passo de tempo utilizado foi variável determinado pela condição de máximo número de Courant (CFL) igual a 0,50. O número de células resultou da ordem de 15 milhões.

A Figura 4 e a Tabela 2 apresentam as condições de contorno utilizadas para cada uma das faces do domínio computacional.

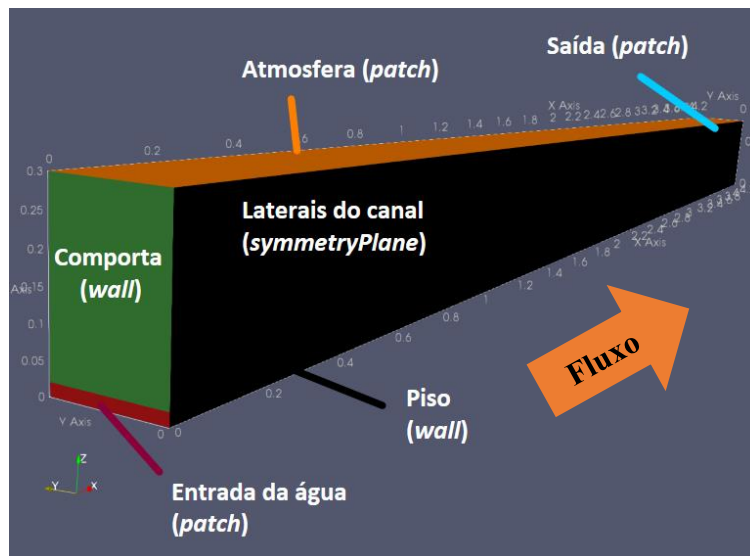


Figura 4. - Condições de contorno no domínio computacional

Tabela 2 – Condições de controle para cada variável do campo e faces do domínio

Campos/Faces	Abertura (patch)	Laterais	Comporta/Piso	Saída	Atmosfera
alpha.water	fixedValue	syPlane	zeroGradient	zeroGradient	inletOutlet
k	fixedValue	syPlane	kqRWallFunction	inletOutlet	inletOutlet
nut	calculated	syPlane	calculated	calculated	calculated
p_rgh	fixedFluxPressure	syPlane	fixedFluxPressure	zeroGradient	totalPressure
U	flowRateInletVelocity	syPlane	noSlip	fixedValue	pressureIOVelocity
omega	fixedValue	syPlane	omegaWallFunction	inletOutlet	inletOutlet

O processamento dos resultados obtidos foi realizado após a estabilização da simulação em regime *quasi* permanente (360 s de simulação). Os valores médios foram obtidos por amostragem de 15 s a 20 Hz (até o instante 375 s), semelhante ao apresentado na metodologia utilizada por Witt (2014). O pós-processamento dos dados foi realizado utilizando o *software* Paraview. O tempo de simulação total foi de aproximadamente 1 mês com 256 núcleos. A Figura 5 ilustra um instante de tempo renderizado do ressalto hidráulico simulado computacionalmente no OpenFOAM.



Figura 5. - Ressalto hidráulico - OpenFOAM

Ensaio Realizado – Condições Hidráulicas

Foi realizado um ensaio o qual foi baseado na condição hidráulica estudada por Wang e Chanson (2013) com número de Froude de montante Fr_1 igual a 7,5. A Tabela 1 apresenta os parâmetros hidráulicos do ensaio realizado.

Tabela 1 - Configuração do ensaio escolhido

q [m ³ /(s.m)]	d_1 [m]	d_2 [m]	Fr_1
0,0694	0,0206	0,202	7,5

onde: q = vazão específica no canal experimental.

RESULTADOS

A comparação dos resultados médios de perfil de linha de água e concentração de ar no ressalto hidráulico foi utilizado como critério de validação do modelo computacional. Além dos dados resultantes do modelo físico, também foram utilizados dados experimentais da bibliografia apresentados por Wang e Chanson (2013). A Figura 6 apresenta uma vista lateral instantânea e média do escoamento da simulação computacional analisada no OpenFOAM, onde a cor azul representa a água ($\alpha = 1$) e o vermelho, o ar ($\alpha = 0$).

A Figura 7 apresenta uma comparação dos perfis de linha de água entre os dois modelos físicos e o simulado computacionalmente. A abscissa representa a posição medida em relação à posição inicial do ressalto hidráulico (x_1). Ou seja, para $x_1 - x = 0$, inicia-se uma sobre-elevação do nível de água para os três modelos comparados.

Nota-se na Figura 7 que o modelo computacional (linha vermelha) representou de maneira precisa os níveis de água apresentados na bibliografia de Wang e Chanson (2013) (pontos pretos) bem como os obtidos no modelo físico (azuis).

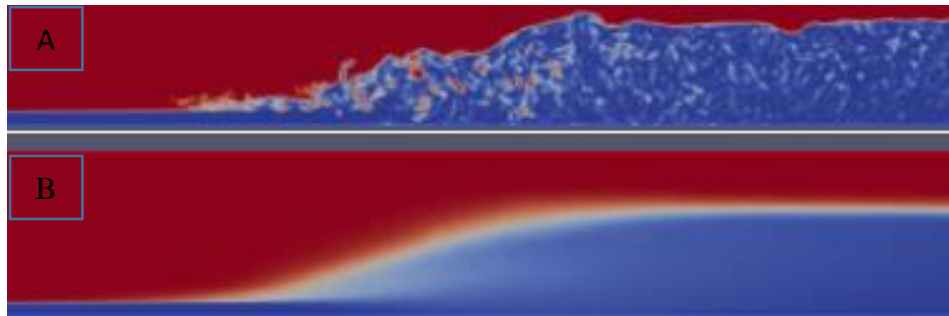


Figura 6 - Vista lateral do ressalto hidráulico (A) instantâneo e (B) médio

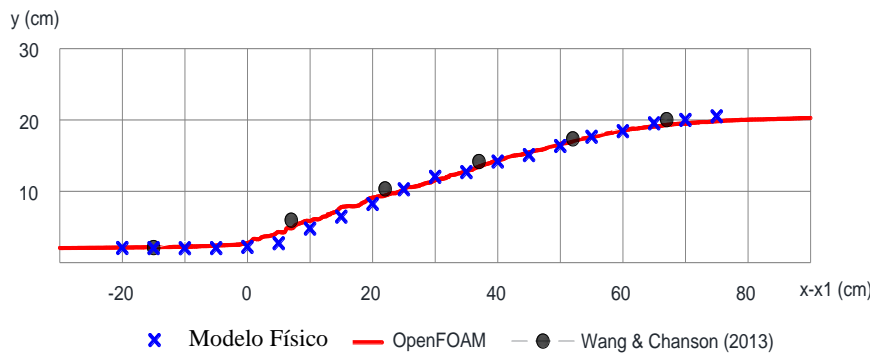


Figura 7 - Comparação dos perfis de linha d'água

A Figura 8 apresenta os resultados de concentração de ar obtidos no modelo computacional, no modelo físico e na bibliografia de Wang e Chanson (2013). Os perfis de concentração de ar foram medidos em quatro seção transversais. A posição de cada medição foi adimensionalizada a partir da posição de início do ressalto hidráulico (x_1) e com a profundidade conjugada de montante do ressalto hidráulico (d_1). A profundidade de medição a partir do fundo (ordenada) também foi adimensionalizada em relação à d_1 .

Em geral, os perfis de concentração de ar obtidos na modelagem computacional foram representados adequadamente, comparados com os obtidos no modelo físico. Nota-se que o modelo computacional resultou em maiores concentrações de ar para valores de $y/d_1 = 2$ quando comparado com os modelos físicos. As maiores diferenças observadas foram da ordem de 15% entre os dados da bibliografia e o modelo computacional ($(x-x_1)/d_1 = 12,50$ e $18,75$).

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresentou uma comparação de resultados entre um modelo físico, computacional e dados da bibliografia de um ressalto hidráulico com $Fr_1 = 7,5$. O trabalho teve como objetivo validar uma simulação *DES k- ω SST* (software OpenFOAM) para analisar o perfil hidrodinâmico e concentração de ar em um ressalto hidráulico.

A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que a modelagem computacional empregada representou adequadamente as características do ressalto hidráulico. A linha de água e posição de início do ressalto hidráulico foram representadas adequadamente (Figura 7). As concentrações de ar também foram representadas adequadamente com diferenças máximas da ordem de 15% em comparação com o modelo físico.

Para abranger mais condições hidráulicas, sugere-se estudos futuros com outros modelos de turbulência e outras condições hidráulicas com outras faixas de valores de Fr_1 para comparação dos resultados apresentados.

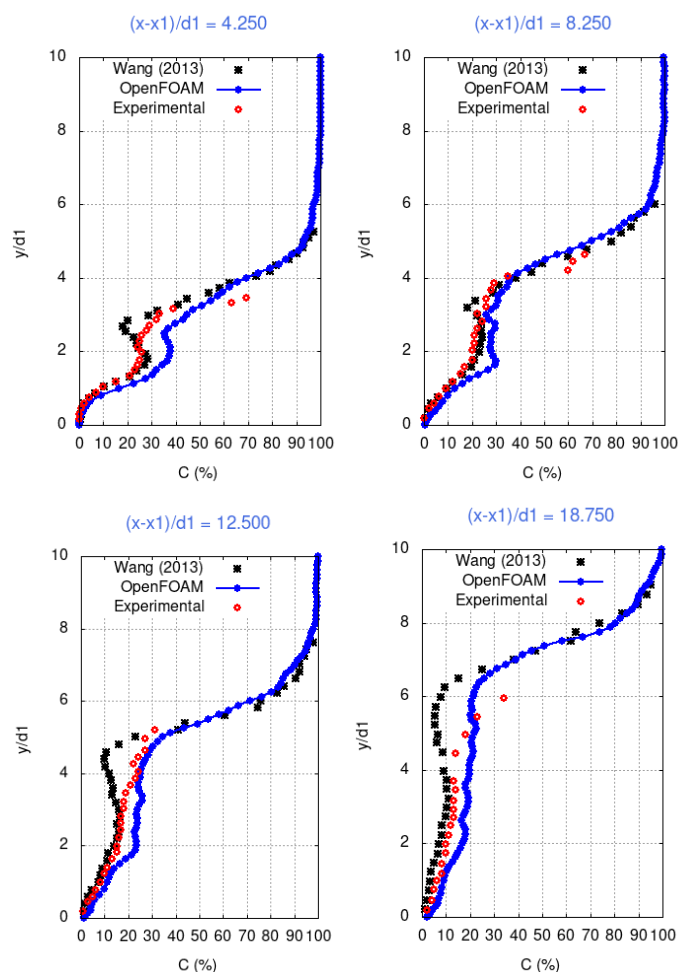


Figura 8 - Comparação dos perfis de concentração de ar

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelos subsídios para a importação da Lei 8010/90, L.I. 21/0386323-4, ao Lactec e à COPEL Geração e Transmissão S.A., pelo financiamento e infraestrutura para a condução da pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, A. A. M., 2008. "Caracterização das solicitações hidrodinâmicas em bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de Froude".
- Bayon-barrachina, A.; Lopez-jimenez, P. A., 2015. "Numerical analysis of hydraulic jumps using OpenFOAM". Journal of Hydroinformatics, v. 17, n. 4, p. 662–678.
- Bélanger, M. J.-B. (1828) "Essai sur la solution numérique de quelques problèmes relatifs au mouvement permanente des eaux courantes". Chez Carilian-Goeury, .
- Chanson, H., 2002. "Air-water flow measurements with intrusive, phase-detection probes: Can we improve their interpretation?". Journal of Hydraulic Engineering, v. 128, n. 3, p. 252–255.
- Gualtieri, C.; Chanson, H., 2010. "Effect of Froude number on bubble clustering in a hydraulic jump". Journal of Hydraulic Research, v. 48, n. 4, p. 504–508.
- Jesudhas, V.; Balachandar, R.; Roussinova, V.; Barron, R., 2018. "Turbulence Characteristics of Classical Hydraulic Jump Using DES". Journal of Hydraulic Engineering, v. 144, n. 6, p. 04018022.

- Ovelar, C. O. S.**, 2018. "*Vertedouros com Pilares Alargados e Bacia de Dissipação: Avaliação do Potencial Erosivo e Comprimento da Bacia com Modelo Hidráulico Reduzido*". Universidade Federal do Paraná. Disponível em:
<<https://doi.org/10.1098/rspb.2014.1396>>https://www.uam.es/gruposinv/meva/publicaciones_jesus/capitulos_espanyol_jesus/2005_motivacion_para_el_aprendizaje_Perspectiva_alumnos.pdf<https://www.researchgate.net/profile/Juan_Aparicio7/publication/253571379>. .
- Peterka, A. J.** (1963) "*Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*". .
- Wang, H.; Chanson, H.** (2013) "*Free-Surface Deformation and Two- Phase Flow Measurements in Hydraulic Jumps*". Wang2013b, .
- Witt, A.; Gulliver, J. S.; Shen, L.**, 2015. "*Simulating air entrainment and vortex dynamics in a hydraulic jump*". International Journal of Multiphase Flow, v. 72, p. 165–180. Elsevier Ltd. Disponível em:
<<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijmultiphaseflow.2015.02.012>>. .
- Witt, A. M.**, 2014. "*Analytical and Numerical Investigation of An Air Entraining Hydraulic Jump*". , , n. October, p. 153.

MEDIÇÃO DE PERFIL DE VELOCIDADE DE FLUIDO VISCOPLÁSTICO: APLICAÇÃO DA FUNÇÃO CWT 2D NA ANÁLISE DE VELOCIMETRIA STIV

João Batista Pereira¹, Lucas Brendow da Silva¹, Yuri Taglieri São¹, Fabrício Ely Gossler²,
Guilherme Henrique Fiorot³ e Geraldo de Freitas Maciel¹

¹ Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira UNESP - Universidade Estadual Paulista, Brasil, ² UEMS - Universidade Estadual do Mato Grosso do Sul, Brasil, ³ UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
joao.pereira@unesp.br, lucas.brendow@unesp.br, fabricio.ely@uems.br, guilherme.fiorot@ufrgs.br, geraldo.f.maciel@unesp.br, yuri.sao@unesp.br

RESUMO:

O conteúdo desta pesquisa está atrelado à caracterização experimental do perfil de velocidade ao longo da profundidade de um escoamento de natureza viscoplástica a partir de uma técnica de velocimetria por imagem - STIV (*Space-Time Image Velocimetry*) e no desenvolvimento próprio da metodologia de ensaio e processamento de dados. Os experimentos foram conduzidos em canal inclinado com superfície livre e diferentes mecanismos de análise e medição das propriedades da imagem STI (*Space-Time Image*) foram empregados, com destaque para a Transformada *Wavelet* Contínua Bidimensional (CWT 2D) como ferramenta de velocimetria. Os resultados demonstraram a capacidade do método desenvolvido em fornecer o perfil de velocidade e o emprego da CWT 2D aumentou o rigor do método.

ABSTRACT:

The content of this research is linked to the experimental characterization of the velocity profile along the depth of a viscoplastic flow from a technique of image velocimetry - STIV (*Space-Time Image Velocimetry*) and in the development of the methodology and data processing. The experiments were carried out in an inclined channel with a free surface and different mechanisms for analyzing and measuring the properties of the STI (*Space-Time Image*) image were used, with focus on the Two-Dimensional Continuous Wavelet Transform (CWT 2D) as a velocimetry tool. The results demonstrated the ability of the developed method to provide the velocity profile and the use of 2D CWT increased the rigor of the method.

PALAVRAS-CHAVES: velocimetria; imagem espaço-temporal; fluido não-Newtoniano; perfil de velocidade.

INTRODUÇÃO

A problemática acerca de escoamentos naturais com superfície livre, em particular as corridas de lamas, tem ganhado maior destaque, principalmente em virtude das frequentes rupturas de barragem (Owen et al., 2020). Nesse contexto, há de se evidenciar a natureza predominantemente não-newtoniana do fluido escoante e, por conseguinte, sua reologia de comportamento distinto da água (Ancey, 2007).

O completo conhecimento desse tipo de escoamento requer informações acerca de vazões, profundidades, campo de velocidade, tensões de arrasto no fundo, bem como alcance das frentes produzidas. O uso de modelos de reologia não-Newtoniana, basicamente o de Bingham e de Herschel-Bulkely, tem-se mostrado capaz de bem descrever, de forma completa, o comportamento desse tipo de material (Balmforth et al., 2014).

Ainda que escoamentos viscoplásticos de natureza não-Newtoniana estejam presentes em diferentes aplicações, lacunas acerca de seu completo entendimento continuam abertas e disponíveis para novos estudos. Nesse sentido, estudos de diferentes naturezas têm sido conduzidos a fim de buscar maior entendimento sobre a dinâmica de escoamento e seus impactos sobre leis de alcance e mancha de inundação de escoamentos naturais (Balmforth et al., 2006; Cochard; Ancey, 2009; Saramito et al., 2013; Azimi, 2016; Bates; Ancey, 2017).

Mais recentemente, alguns trabalhos têm perseguido a obtenção do perfil de velocidade ao longo da profundidade (Ancey et al., 2012; Freydier et al., 2017), uma vez que tal informação mostra-se crucial para o desenvolvimento/validação de modelos teóricos e numéricos, os quais necessitam de informações precisas com relação à velocidade média e vazão.

Ao longo dos últimos anos diferentes mecanismos de velocimetria têm sido desenvolvidos e aprimorados a fim de caracterizar de campos de velocidade, seja em laboratório ou em campo. Dentre elas pode-se citar instrumentos acústicos de retroespalhamento (ABIs), tomografia acústica de espaço-tempo, velocimetria laser-Doppler, velocimetria por imagens, radar de alta frequência, boias de deriva e o método de diluição (Aberle et al., 2017), além dos métodos tradicionais como o flutuador e molinete.

Uma abordagem experimental clássica e já consolidada, quando da medição de perfis de velocidade, é o uso da técnica PIV (*Particle Image Velocimetry*) a qual tem sido empregada em experimentos de laboratórios de hidráulica há mais de 30 anos (PATALANO et al., 2017) e cuja boa exatidão, faixa de 0,2 a 2%, a torna ainda mais vantajosa para avaliações quantitativas (True; Crimaldi, 2019; De Paula; Azevedo, 2012). Essa técnica, de caráter não intrusivo e adequada a fluidos translúcidos, necessita de um conjunto de equipamentos e exige o uso de pequenos traçadores dispersos no escoamento. A análise por PIV exige, além de uma câmera (esta com sensores CCD ou CMOS), um sistema gerador de laser e uma unidade sincronizadora laser/câmera, os quais trabalham de forma integrada e sincronizada, o que eleva o custo.

Nesse contexto, este trabalho visa aprofundar-se no entendimento do comportamento da dinâmica de escoamentos laminares, por meio da caracterização do perfil de velocidade de fluido viscoplástico ao longo de sua profundidade. Para isso, foi desenvolvida uma metodologia experimental para uso em canais de laboratório, a qual é baseada na técnica de velocimetria STIV (*Space-Time Image Velocimetry*) - utilizada na medição de velocidade superficial de rios (Fujita et al., 2007). Tal metodologia foi implementada a partir do desenvolvimento de um algoritmo capaz de gerar uma imagem espaço-temporal do escoamento e possibilitar automaticamente, segundo aplicação da CWT 2D (*Transforma Wavelet Contínua*), a definição da velocidade. Ademais, para efeito comparativo, um modelo teórico baseado na teoria da lubrificação e considerando fluido viscoplástico do tipo Herschel-Bulkley foi utilizado.

METODOLOGIA

Para o desenvolvimento da técnica de velocimetria inspirada no método STIV (*Space-Time Image Velocimetry*) foi utilizado um canal retangular de 3 m de comprimento e um sistema de bombeamento e circulação (elementos já existentes e operacionais no laboratório), além de sistemas de medição de escoamento (velocidades e profundidades) e caracterização reológica, conforme apresentados neste tópico.

Fluido teste e caracterização reológica

Os experimentos foram realizados com gel de Carbopol, um fluido viscoplástico, produzido a partir do polímero Carbopol 996, de características reológicas semelhantes aos materiais encontrados em escoamentos naturais (Piau, 2007). O gel de carbopol foi produzido em diferentes concentrações mássica (0.13% e 0.17%) e na quantidade de 180 L segundo metodologia definida por Minussi e Maciel (2012). Basicamente, o pó de carbopol foi adicionado em água deionizada e a mistura foi

agitada por meio de um misturador a fim de promover sua dispersão, e, para finalizar, a mistura foi neutralizada com hidróxido de sódio.

A curva de fluxo do fluido teste foi obtida a partir de um reômetro (Brookfield R/S, de controle de taxa de deformação e tensão de cisalhamento) com o sistema coaxial e spindle CC-45. O procedimento consistiu na imposição de dois estágios de taxa de deformação e a respectiva medição da tensão de cisalhamento (Figura 1).

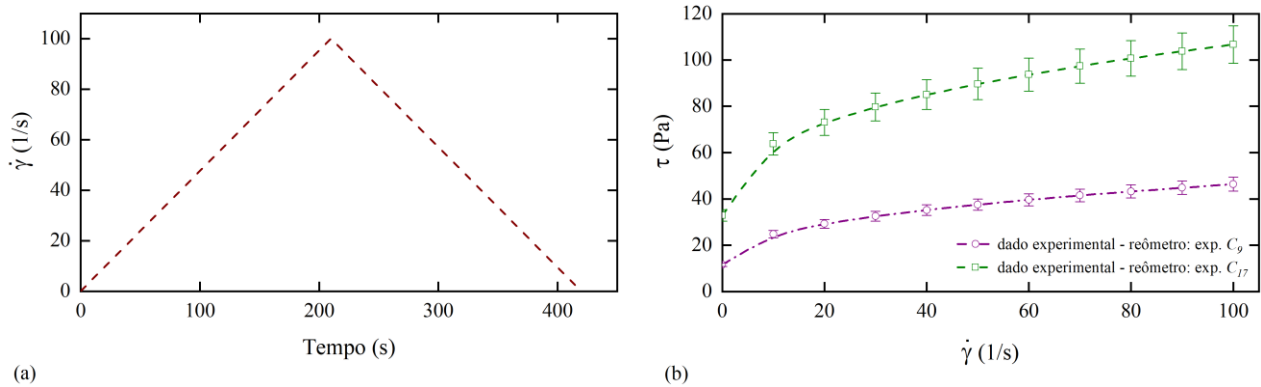


Figura 1. - Caracterização reológica: (a) protocolo de caracterização e (b) curva de fluxo obtida para os ensaios C_9 e C_{17} com, respectivamente, incertezas de 6,5% e 7,6 %.

A análise da curva de fluxo e obtenção da tensão limite de escoamento (τ_0), bem como dos parâmetros índice de consistência (K_n) e de escoamento (n), foi feita segundo o uso do modelo Herschel-Bulkley, conforme Equação 1, considerando o ramo ascendente da curva de fluxo e taxa de deformação na faixa de $1 < \dot{\gamma} < 100 \text{ s}^{-1}$.

$$\tau = \tau_0 + K_n \dot{\gamma}^n \quad [1]$$

Os resultados da caracterização reológica do fluido teste de cada experimento em termos dos parâmetros reológicos τ_0 , K_n e n , além das medidas de massa específica, estas realizadas a partir de volume calibrado, são apresentados na Tabela 3 segundo valores médios.

Aparato experimental e medição do escoamento

Sistema de circulação e bombeamento de fluido

O escoamento ocorreu em um canal inclinado (de inclinação variável) de 3 metros de comprimento e 30 centímetros de largura a partir do uso de um sistema de sucção e recalque, executado por uma bomba hidráulica de cavidade progressiva (rotativa de deslocamento positivo), indicada para fluidos viscosos, já implantado e operacional no laboratório de realização deste trabalho (Maciel et al., 2017). O sistema de bombeamento e circulação mostrou-se adequado, sobretudo por gerar baixa agitação do fluido e também pelos baixos níveis de ruídos transferido ao escoamento. Uma consideração importante nos testes de velocimetria é a necessidade de extinção de bolhas de ar geradas, no interior do gel de carbopol, no momento em que o fluido sai do canal e chega ao reservatório inferior (tanque de armazenamento). Para atenuar a geração de bolha foi construído um dispositivo em PVC, tal dispositivo, de comprimento de aproximadamente 1 m e superfície semi-esférica, foi acoplado no final do canal e conectado ao reservatório, eliminando a queda do material diretamente para o reservatório inferior. O dispositivo implementado foi capaz de reduzir as bolhas e contribuiu para a obtenção de imagens do escoamento sem os ruídos advindos do brilho das bolhas.

Com relação ao fluido teste empregado (gel de carbopol) e seu armazenamento, foi utilizado um reservatório inferior de 250 litros de capacidade. É importante destacar que foram produzidos 180 litros de gel de carbopol para a realização dos experimentos e que tal fluido manteve suas propriedades reológicas controladas por semanas (presença de tampa no reservatório inferior e sua vedação possibilitaram a maior conservação do fluido).

Gerador de plano laser

O gerador de plano laser se caracteriza como um sistema de geração (uso de lentes específicas para gerar plano de espessura na faixa de 1 a 2 mm) e controle da intensidade do plano luminoso. Esse sistema é de extrema importância para técnica de velocimetria desenvolvida, é a partir de tal plano luminoso que o movimento do escoamento, a partir de microtraçadores de esfera de vidro, é registrado e analisado.

Em função da elevada largura do canal (30 cm) e necessidade de captar região luminosa após espessa camada de fluido, optou-se por gerador de plano de laser de alta potência, especificamente laser de estado sólido de cor verde (532 nm) e potência de de 2,5W. Testes iniciais com gerador de laser de potência de 450 mW demonstraram necessidade de elevada luminosidade para bons resultados. Para acoplar o gerador de plano laser ao canal foi desenvolvido um suporte específico, o qual permite o acoplamento do plano laser em diferentes posições ao longo do comprimento do canal e ainda possibilita sua movimentação ao longo da seção transversal do canal.

Técnicas de medição empregada

Medição de profundidade e velocidade superficial

Para a medição da profundidade do escoamento foi empregado transdutor ultrassônico baseado na técnica pulso-eco. Especificamente, foi utilizado transdutor de modelo RPS-401A, o qual foi incorporado à cadeia de medição após o levantamento de sua curva de calibração. É importante relatar a obtenção da curva de calibração dos transdutores ultrassônicos a partir de correlação com medidas feitas com micrômetro, possibilitando medições rigorosas.

Já a medição das velocidades superficiais foi realizada utilizando sensores de barreira a laser (modelo M8 de saída NPN). Tal dispositivo é composto de um transmissor e um receptor laser e o uso de dois desses dispositivos permitiu registrar o tempo de um dado deslocamento de um traçador colocado na superfície do escoamento (isopor), de forma a obter a velocidade superficial do escoamento.

Para o registro dos dados de profundidade e velocidade superficial, advindos dos transdutores ultrassônicos e sensores de barreira a laser, foi utilizada uma placa de aquisição (modelo USB-6009 da *National Instruments*), configurada a partir do *software LabView*, através do supervisor de aquisição de dados, possibilitando tanto a visualização como a aquisição e armazenamento (gravação) no momento dos ensaios, de todos os dados aferidos.

Velocimetria: técnica STIV

Uma abordagem corriqueira e já estabelecida quando da medição de perfis de velocidade, é o uso da técnica PIV (*Particle Image Velocimetry*), cujo uso em laboratórios de hidráulica é uma realidade há anos (Patalano et al., 2017). Essa técnica, de caráter não intrusivo e adequada a fluidos translúcidos, necessita de um conjunto de equipamentos e exige o uso de pequenos traçadores dispersos no escoamento. Basicamente, a técnica PIV funciona a partir da iluminação de uma região longitudinal do escoamento por meio de um feixe laser; simultaneamente a isso, uma câmera capta imagens frontais do plano iluminado pelo feixe, sendo a análise do perfil de velocidade obtida por meio da interpretação dos deslocamentos das partículas dispersas no escoamento.

A análise por PIV exige, além de uma câmera (esta com sensores CCD - *Charged Coupled Device*), um sistema gerador de laser e uma unidade sincronizadora laser/câmera, os quais trabalham de forma integrada e sincronizada, o que torna tal técnica de elevado custo para aplicação neste projeto.

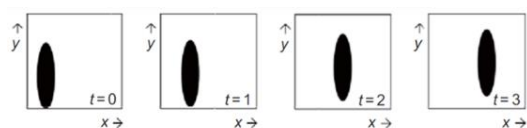
A fim de contornar os elevados custos relacionados ao uso da técnica PIV, foi utilizada uma técnica alternativa para obtenção de perfis de velocidade, a técnica *STIV*, adaptando-a em para uso em canais de laboratório. A técnica *STIV* é baseada na análise espaço-temporal de séries de imagens, e seu desenvolvimento foi realizado por Fujita et al. (2007) para medição de velocidades superficiais de rios. A aplicação dessa técnica pode ser realizada tanto em problemas ditos 2D (uma dimensão espacial + tempo), quanto em 3D (duas dimensões espaciais + tempo). Analisando um problema 2D, a técnica *STIV* pode ser explicada da seguinte forma: ao considerar uma região de velocidade unidirecional, é possível, a partir de captura de imagens de tal região, construir, para cada linha ao longo de um comprimento x das imagens do escoamento, um diagrama espaço-temporal, também chamada de imagem STI (*Space Time Image*). A imagem STI é obtida a partir do empilhamento dos níveis de brilho registrados ao longo de tal comprimento nos diferentes tempos de captura.

Em função da velocidade ao longo daquele comprimento ser constante, será observado, no diagrama espaço-temporal, estrias paralelas inclinadas. Tais estrias inclinadas indicam a advecção da intensidade do brilho da imagem ao longo do segmento de linha analisado. A partir do ângulo observado no diagrama espaço-temporal (inclinação das estrias paralelas) e utilizando-se de informações da resolução da imagem e taxa de frame, torna-se possível definir a velocidade ao longo do comprimento x definido. Ao realizar esse procedimento, ilustrado na Figura 2, ao longo da profundidade do fluido, é possível obter o perfil de velocidade do fluido ao longo da profundidade.

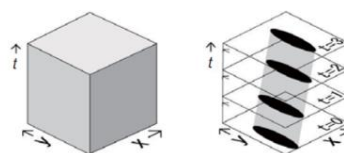
De forma geral, a obtenção da velocidade do escoamento ocorre a partir da definição da inclinação das estrias a partir da Equação 1:

$$u = \frac{F}{R} (\tan \alpha)^{-1} \quad [2]$$

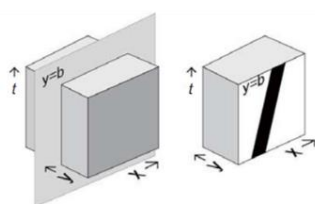
em que $\alpha \neq 0$ é a inclinação da estria, F (pixel/s) é a taxa de amostragem da captura e R (pixel/mm) é a resolução da imagem.



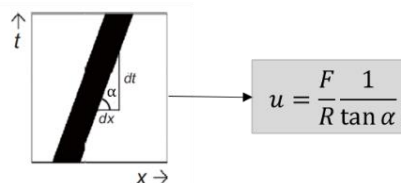
(a) Série temporal de imagem 2D



(b) Empilhamento da imagem no tempo (3D)



(c) diagrama espaço-temporal (2D) obtido pelo fatiamento da imagem 3D definida em (b)



(d) estria inclinada (ângulo α) no diagrama espaço-temporal e definição da velocidade

Figura 2. - Ilustração do princípio de funcionamento da técnica *STIV* (adaptado de Tsubaki, 2017).

O método *STIV* tem-se mostrado capaz de avaliar perfis de velocidade superficiais de rios com elevado rigor, com resultados semelhantes àqueles medidos com técnicas clássicas como o ADCP, ondas de rádio e até mesmo a técnica de imagem LSPIV (Aberle et al., 2017). Recentemente, foi criado o sistema *KU-STIV* (Fujita et al., 2017), o qual constitui-se em um *software* que aplica os

conceitos da técnica *STIV* em imagens, a fim de fornecer características de escoamento em rios (velocidade superficial e vazão).

O *software* *KU-STIV* tem sido adotado por muitos consultores de recursos hídricos e escritórios de recursos hídricos do Ministério da Terra, Infraestrutura, Transporte e Turismo do Japão, isso em função de sua análise possibilitar de forma mais rápida e segura, quando comparado aos métodos já estabelecidos, a obtenção de velocidades e vazões de rios. Mais recentemente (Fujita et al., 2017), a técnica *STIV* foi utilizada para medição de vazão de três estações de rios na bacia do rio Densu, em Gana, demonstrando resultados compatíveis com os métodos tradicionais e facilidade em ser aplicada em campo.

Quando do uso da técnica *STIV* na medição de perfis de velocidade ao longo da profundidade do escoamento, resultados semelhantes ou até melhores que aqueles medidos a partir da técnica *PIV* foram obtidos por Freydier et al. (2017), o qual analisou o comportamento de fluidos viscoplásticos escoando sobre uma correia transportadora de velocidade constante e contrária ao sentido de escoamento (mecanismo empregado para obtenção de “escoamento parado”). Freydier et al. (2017) destaca um confronto de medidas de perfis de velocidade ao longo da profundidade de um canal realizado segundo as técnicas *PIV* e *STIV*; segundo os autores, a técnica *PIV* apresenta limitações nas regiões de máximos gradientes de velocidade (fundo do canal) e na interface de fluido/ar (topo do escoamento), entretanto tais regiões não apresentam grande interferência na obtenção de dados quando se usa a técnica *STIV*.

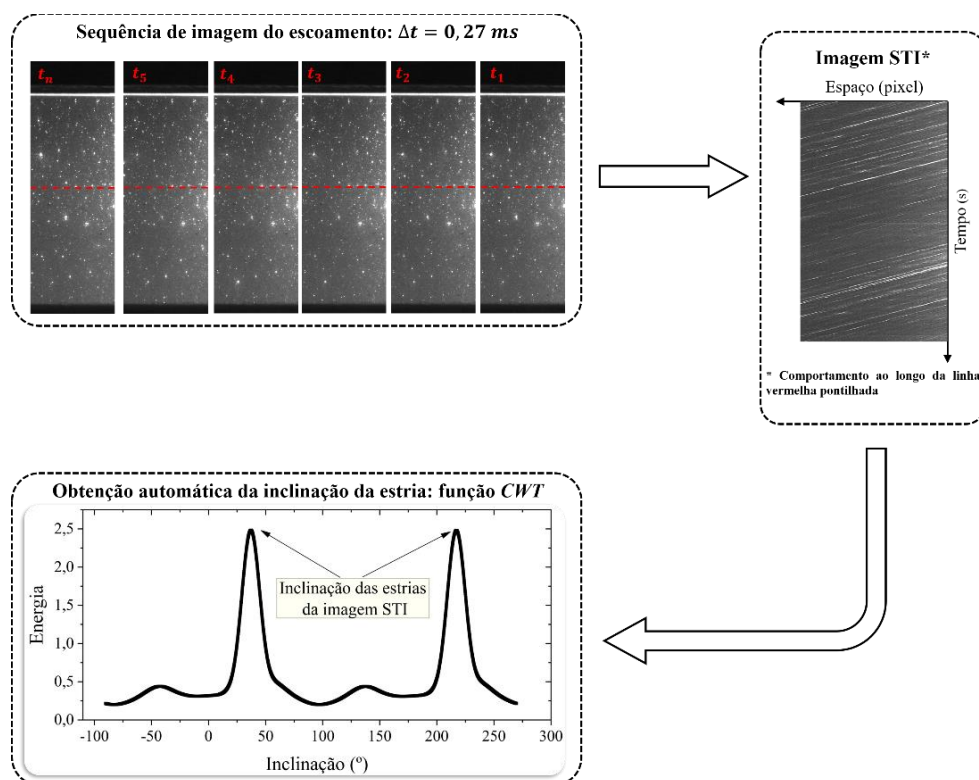


Figura 3. - Procedimento para definição da velocidade do escoamento a partir da geração de imagem STI e obtenção automática das estrias por meio da Transformada Wavelet Contínua 2D (CWT). Código desenvolvido em Matlab e uso do software Image J na definição da resolução das imagens.

Para este trabalho, a técnica *STIV* foi adaptada para a obtenção de perfil de velocidade ao longo da profundidade de escoamento e uma nova ferramenta de análise da imagem STI foi desenvolvida. O escoamento foi monitorado a partir de uma câmera ultrarrápida a uma taxa de aproximadamente 270 *fps*. Os vídeos capturados nos experimentos foram avaliados a partir de sua

análise quadro a quadro, sendo que 500 imagens foram utilizadas para as análises (representando aproximadamente 1,85 s de escoamento).

Para aumentar o rigor da obtenção da velocidade do escoamento foi proposto o emprego da Transformada de *Wavelet* Contínua 2D (CWT) (Antoine et al., 2008). Para o uso da CWT, cujo código foi implementado no Matlab, foi desenvolvido uma análise de energia associada ao emprego da função *wavelet*, de forma que a construção de uma curva associando energia e inclinação da imagem STI (Figura 3) permitiu a definição da inclinação das estrias a partir do ponto de maior energia (brilho do traçador).

Câmara de medição de escoamento

A técnica de velocimetria desenvolvida, além de necessitar de um gerador de plano laser, necessita de uma câmera que permita a regulagem manual de seu foco e possibilite obtenção de imagens segundo uma elevada taxa de amostragem (*fps* – *frames per second*) Ainda que avaliações segundo baixo *fps* sejam possíveis ($fps < 100$), em casos de escoamentos de elevada velocidade, as imagens resultantes da técnica de velocimetria desenvolvida podem apresentar deficiências e aumentar os erros durante as análises.

Tendo em vista as necessidades para uma boa amostragem visual do escoamento, o sistema de medição por câmera empregou duas câmeras ao longo do desenvolvimento do projeto: inicialmente foi utilizada a câmera ultrarrápida *Olympus i-speed 2*, porém em função da deficiência em termos de iluminação do plano laser (inicialmente de 450 mW) e perda de luz das gravações com o aumento da amostragem da câmera os resultados de perfil de velocidade no centro do canal apresentavam maior dificuldade de análise; em um segundo momento da pesquisa empregou-se a câmera GS3 FLIR de *fps* variável de acordo com o quadro amostrado e lente de 30 mm, além de uso de gerador de plano laser e maior potência (2,5 W).

A dimensão dos quadros de filmagem foi definida de forma a captar toda a espessura do escoamento e garantir $fps \cong 270$. Para a definição da escala das imagens na fase de processamento de dados foi utilizada uma malha de quadrados de 10 x 10 mm. A câmera empregada gerou imagens de elevada qualidade (resolução espacial de 83 $\mu\text{m}/\text{pixel}$ e *fps*) e contribuiu significativamente para a qualidade dos resultados dos perfis de velocidade, entretanto sua elevada performance exigiu o uso de um computador robusto.

Visão geral dos experimentos

Para a realização do experimento foram utilizados gel de carbopol (modelo reológico Herschel-Bulkley e diferentes concentrações mássicas); um canal inclinável com 30 cm de largura e suficientemente longo para garantir regime uniforme; um sistema de bombeamento (bomba helicoidal controlada por inversor de frequência e tubulação); uma câmera ultrarrápida (Grasshopper3 GS3 FLIR), com lente de 35 mm, colocada a uma distância da parede do canal tal qual que possibilitasse vídeos com imagens focadas e de boa qualidade; um gerador de plano laser (potência de 2,5 W e comprimento de onda de 532nm) para iluminar a região de interesse e destacar os traçadores (micro esferas de vidro de granulometria na faixa de 10 a 50 μm na proporção de $1,5 \times 10^{-5}$ g/g de gel de Carbopol) na filmagem; um sensor ultrassônico para a medição da profundidade do escoamento com maior precisão; um sensor de barreira para obtenção da velocidade superficial; um plano com marcações para referência e calibração das imagens; e um reômetro (Brookfield R/S, de controle de taxa de deformação e tensão de cisalhamento) para a medição dos parâmetros reológicos. A Figura 4 ilustra os equipamentos empregados.

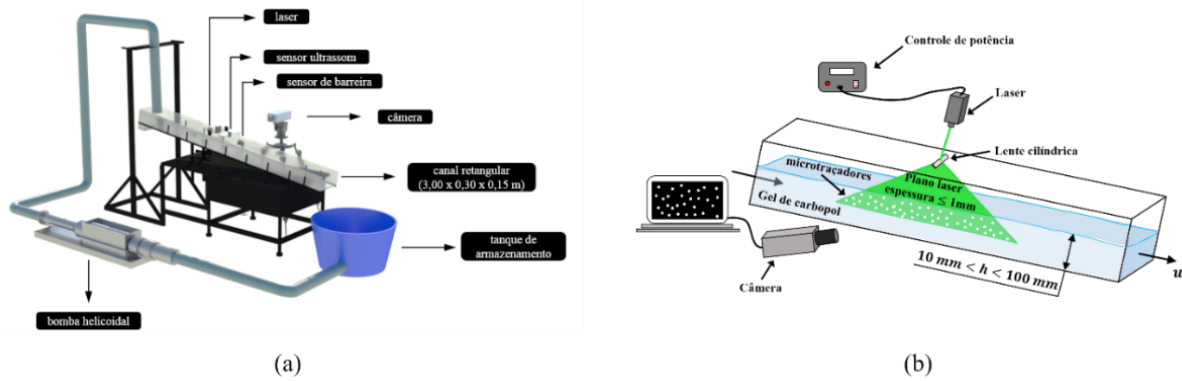


Figura 4. - Esquemática: (a) do aparato experimental para geração de escoamento e (b) da técnica de velocimetria.

Os ensaios foram realizados para diferentes configurações de inclinação, a saber 4° , 6° , 8° e 10° , segundo diferentes rotações da bomba (200 rpm, 400 rpm, 600 rpm e 800 rpm). O início do experimento ocorreu após o escoamento atingir o regime uniforme, nessa condição as seguintes informações foram obtidas: vazão do escoamento (Q) a partir do método gravimétrico e determinação do fluxo de massa - total de 10 repetições; profundidade do escoamento uniforme (h) por meio dos transdutores ultrassônicos; velocidade média do escoamento (\bar{u}) segundo relação entre a vazão (uso do método gravimétrico) e seção escoante; velocidade superficial (u_s) usando sensores de barreira instalados em duas seções do canal - total de 10. A Figura 5 ilustra o fluxograma da realização do experimento.

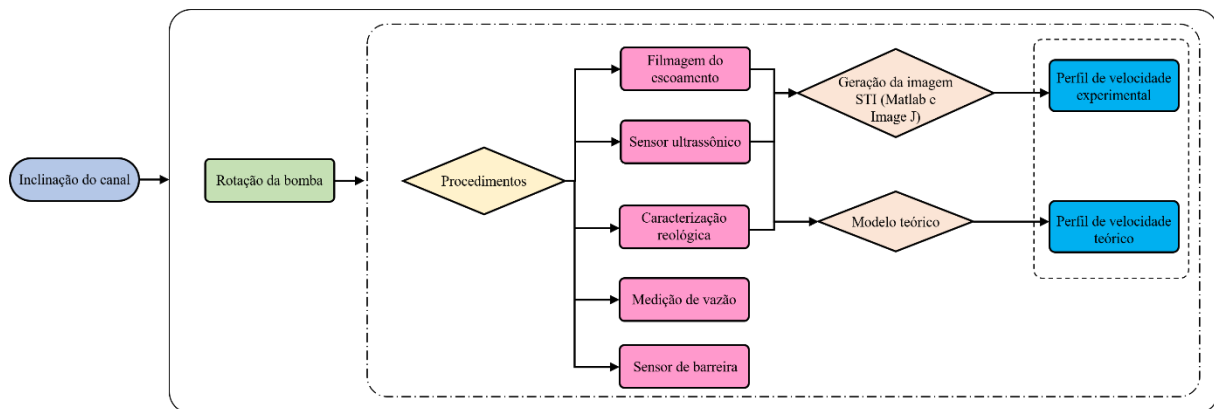


Figura 5. - Fluxograma de execução do experimento de caracterização de perfil de velocidade

Obtidas as informações de vazão, profundidade e velocidade superficial, foi iniciado o processo de captura de imagens do escoamento. Para isso o gerador de laser foi colocado na posição central do canal (posicionamento longitudinal) a 15 cm da parede lateral do canal (centro da seção transversal), formando um plano laser, de aproximadamente 1 mm de espessura, longitudinalmente ao escoamento. A Figura 6 ilustra a disposição dos equipamentos empregados.

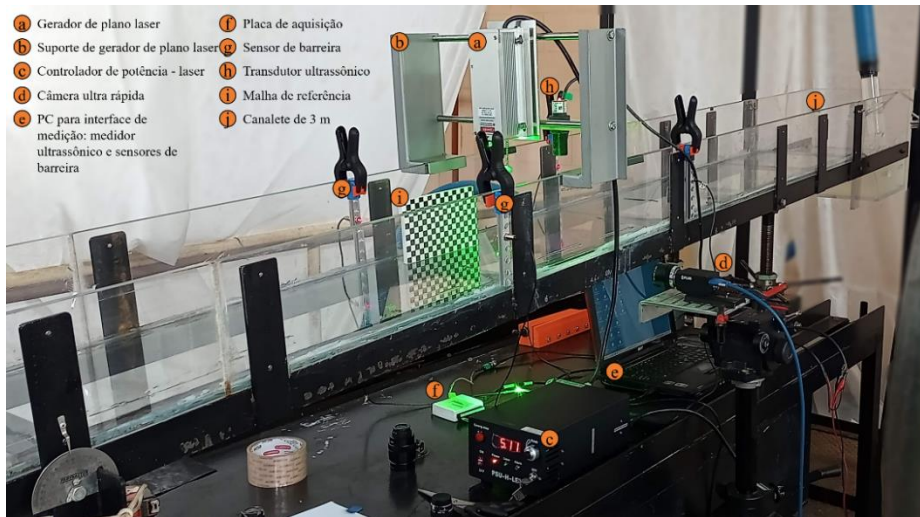


Figura 6. - Aparato experimental empregado.

Em alguns dos experimentos o plano laser foi transladado ao longo da seção transversal do escoamento, realizando capturas a 2, 5, 10 e 15 cm da parede; esse procedimento foi realizado para verificar o comportamento tridimensional do escoamento e possíveis efeitos de borda. A câmera foi fixada a uma distância de cerca de 30 cm da parede do canal e as gravações do escoamento ao longo do plano laser ocorreram por aproximadamente 3 s, embora apenas 500 frames tenham sido de fato utilizados para compor a imagem STI.

A proporção de traçadores empregada possibilitou boa densidade de esferas de vidro no escoamento e evitou problemas de opacidade das imagens, além de ter contribuído para a obtenção de imagens STI de boa qualidade visual nas diferentes profundidades avaliadas, conforme Figura 7. A obtenção do perfil de velocidade ao longo da profundidade do escoamento está condicionada à definição das alturas de interesse (do topo ao fundo) e geração de imagens STI em cada altura de interesse.

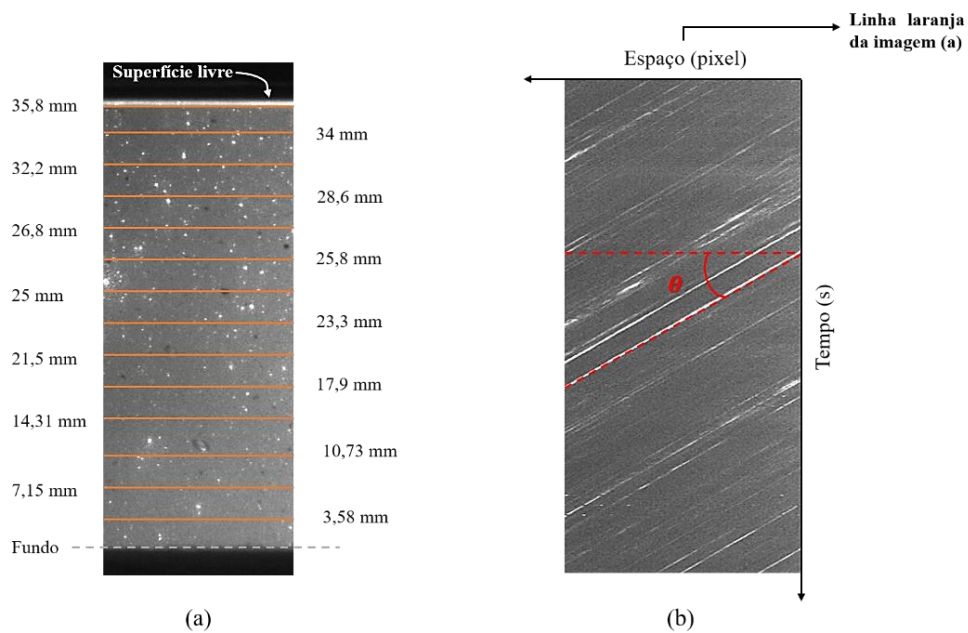


Figura 7. - Análise do escoamento a partir da técnica de velocimetria desenvolvida: (a) alturas de interesse para definição da velocidade e (b) imagem STI gerada para a altura 34 mm.

As incertezas das medidas obtidas foram calculadas a partir da incerteza padrão combinada, a qual utilizada a incerteza padrão do equipamento empregado (Tabela 1) e o desvio padrão, conforme Equação 3.

$$U = k \sqrt{U_A^2 + U_B^2} \quad [3]$$

sendo U a incerteza total, k o coeficiente de *Student*, U_A a incerteza relacionada à precisão do equipamento e U_B a incerteza advinda do desvio padrão.

Tabela 1. - Precisão dos equipamentos empregados.

Equipamento	Medida	Precisão (%)
Reômetro	Pa, Pa.s ⁿ , s ⁻¹	± 3,00
Cronômetro digital	s	± 0,20
Balança	G	± 0,1
Transdutor ultrassônico	mm	± 0,29
Temporizador (câmera)	s	± 0,20

Para as análises realizadas neste trabalho, foi utilizado um intervalo de confiança de 95.5% e coeficiente de *Student* de acordo com a quantidade de amostra empregada para cada experimento. Considerando a precisão do equipamento e o desvio padrão dos experimentos, os erros associados aos parâmetros medidos foram estimados conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2. - Incerteza dos parâmetros medidos.

Parâmetro	Medida	Incerteza (%)
Profundidade (h)	mm	± 0.75
Vazão (Q)	m ³ /s	± 3,50
Massa específica (ρ)	kg/m ³	± 0,45
Velocidade média (\bar{u})	m/s	± 3,70
Velocidade superficial (u_s)	m/s	± 1,10
Tensão limite de escoamento (τ_0)	Pa	± 6,30 – 8,0
Índice de consistência (K)	Pa.s ⁿ	± 4,50 – 6.10
Índice de escoamento (n)	---	± 1,5 – 3,3

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Perfis de velocidade experimental

A partir da realização dos experimentos físicos para todas as condições de escoamento definidas, foram obtidas as imagens STI e também as propriedades reológicas, profundidade do escoamento (h) e velocidade superficial para cada experimento (u_s). Também foram calculados os números de Reynolds (Re_{HB}), considerando fluido não-newtoniano do tipo Herschel-Bulkley com base em Haldenwang et al. (2002); e o número de Froude (F_r).

No total, 18 experimentos foram realizados com diferentes inclinações de canal (θ variando 4° e 10°), diferentes amostras de Carbopol (τ_0 variando entre 10 e 30 Pa) e diferentes vazões (Q variando de 0,20 a 0,90 L/s). A Tabela 3 apresenta os parâmetros médios obtidos nos escoamentos avaliados.

Tabela 3. - Valores médios das propriedades medidas e calculadas nos experimentos conduzidos.

Exp.	Q (L/s)	θ (°)	τ_0 (Pa)	K_n (Pa.s ⁿ)	n	ρ (kg/m ³)	u_s (mm/s)	\bar{u} (mm/s)	H (mm)	Re_{HB}	F_r
C_1	0,20	4	11,13	4,26	0,43	1000,00	25,38	22,22	30,00	0,24	0,04
C_2	0,61	4	11,04	4,74	0,42	1000,67	45,90	40,20	34,00	1,45	0,10
C_3	0,41	4	11,26	5,05	0,42	999,33	71,12	55,56	36,60	0,60	0,06
C_4	0,87	4	10,75	5,32	0,41	1000,67	95,41	74,74	38,80	2,14	0,12
C_5	0,23	6	10,87	4,47	0,44	1000,67	38,00	33,48	22,90	0,49	0,07
C_6	0,41	6	10,61	4,24	0,49	998,67	69,10	53,39	25,60	1,15	0,11
C_7	0,63	6	10,71	4,72	0,43	998,67	99,52	76,78	27,35	2,20	0,15
C_8	0,83	6	10,83	5,09	0,42	1001,33	122,40	96,06	28,80	3,22	0,18
C_9	0,21	8	11,54	5,03	0,42	1000,67	41,21	30,57	22,90	0,38	0,06
C_{10}	0,42	8	11,62	5,08	0,42	999,33	81,65	54,69	25,60	1,11	0,11
C_{11}	0,60	8	11,17	5,64	0,41	996,67	113,09	73,13	27,35	1,84	0,14
C_{12}	0,76	8	11,05	5,93	0,40	1000,00	133,14	87,96	28,80	2,56	0,17
C_{13}	0,21	10	11,09	4,81	0,43	999,33	52,43	42,68	16,40	0,68	0,11
C_{14}	0,41	10	11,72	4,76	0,43	1000,67	95,50	73,48	18,60	1,81	0,17
C_{15}	0,60	10	11,56	5,10	0,42	1000,67	131,15	100,00	20,00	3,12	0,23
C_{16}	0,75	10	11,78	5,21	0,42	999,33	161,00	119,05	21,00	4,19	0,26
C_{17}	0,39	8	32,49	12,94	0,37	10001,93	35,91	36,34	35,77	2,08	0,06
C_{18}	0,75	8	32,88	19,93	0,36	10001,93	64,55	55,73	44,86	3,93	0,08

Os experimentos de C_1 a C_{16} são caracterizados por propriedades reológicas semelhantes, obtidos de gel de carbopol de concentração mássica de 0,13%. Já os experimentos C_{17} a C_{18} são experimentos complementares realizados com carbopol de concentração mássica de 0,17% e implementados para análise da tridimensionalidade do escoamento. Observa-se a partir da Tabela 3 a redução da profundidade de escoamento com o aumento da inclinação e que o aumento da vazão conduziu ao aumento das profundidades; também se verifica a característica laminar do escoamento - baixos valores de Reynolds.

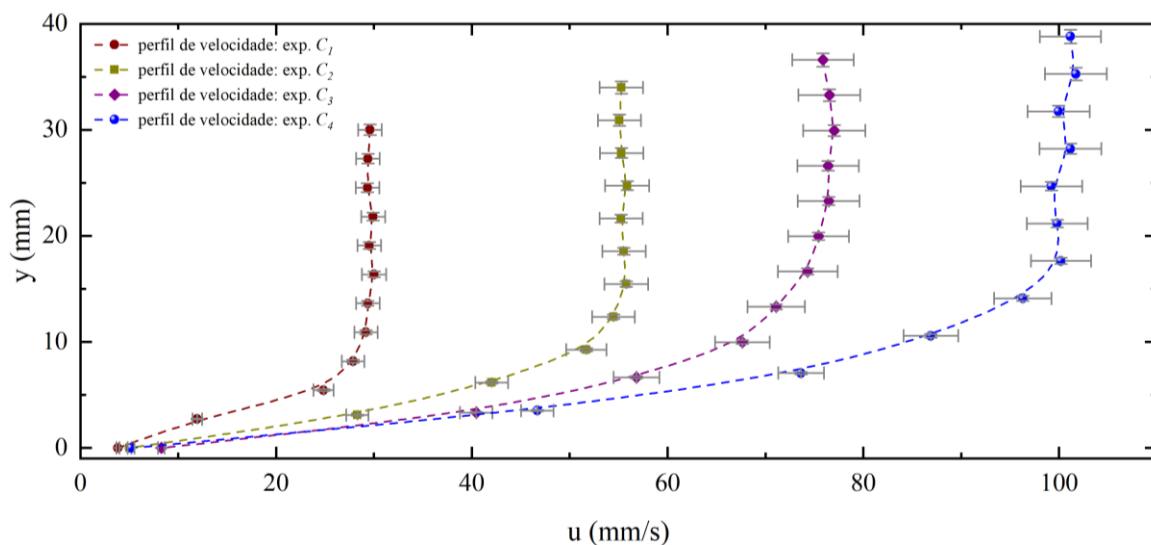


Figura 8. - de velocidade obtidos a partir da metodologia implantada (STI) para os experimentos C_1 , C_2 , C_3 e C_4 e $\theta = 4^\circ$. Barras de erro em cinza indicam as incertezas das medidas (na faixa de 1,70% para as profundidades e 4,10 % para as velocidades).

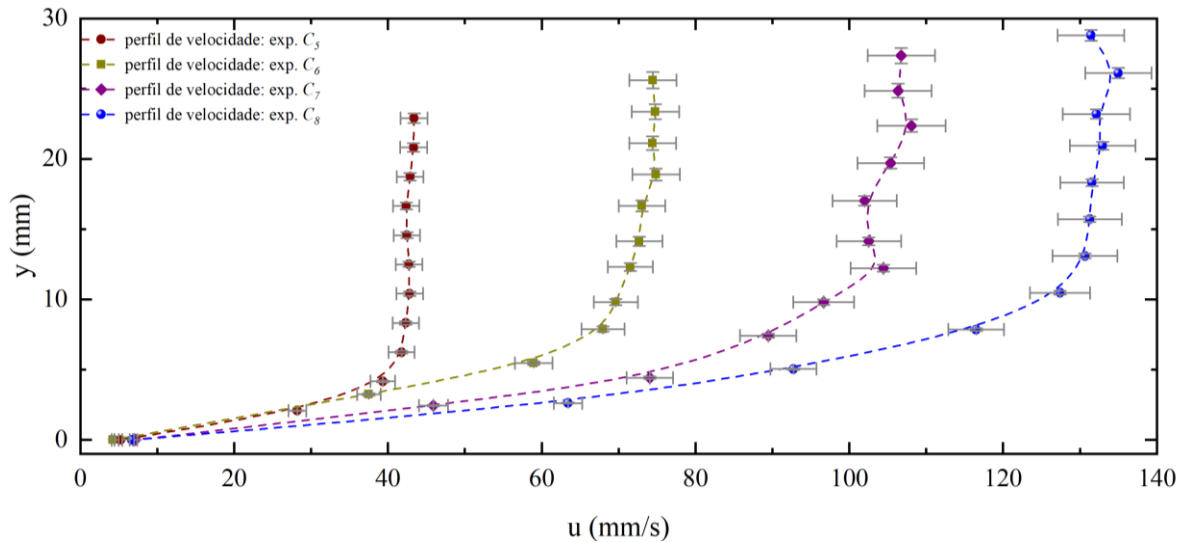


Figura 9. - Perfis de velocidade obtidos a partir da metodologia implantada (STI) para os experimentos C_5 , C_6 , C_7 e C_8 e $\theta = 6^\circ$. Barras de erro em cinza indicam as incertezas das medidas (na faixa de 1,4 a 2,3% para as profundidades e de 4,05 a 4,10% para as velocidades).

Em todos os resultados de perfis de velocidade obtidos é notável a presença de região não cisalhada (*plug*) na região próxima à superfície livre e forte gradiente de velocidade à medida que se aproxima do fundo; as Figuras de 8 a 12 ilustram o comportamento característico obtido do campo de velocidade no interior de um escoamento viscoplástico. Verifica-se também a unidirecionalidade do escoamento ao longo do canal, com componentes de velocidade na direção y sendo desprezadas, e presença ao longo de toda a espessura do escoamento velocidade longitudinal na direção x estruturada segundo camadas sobrepostas.

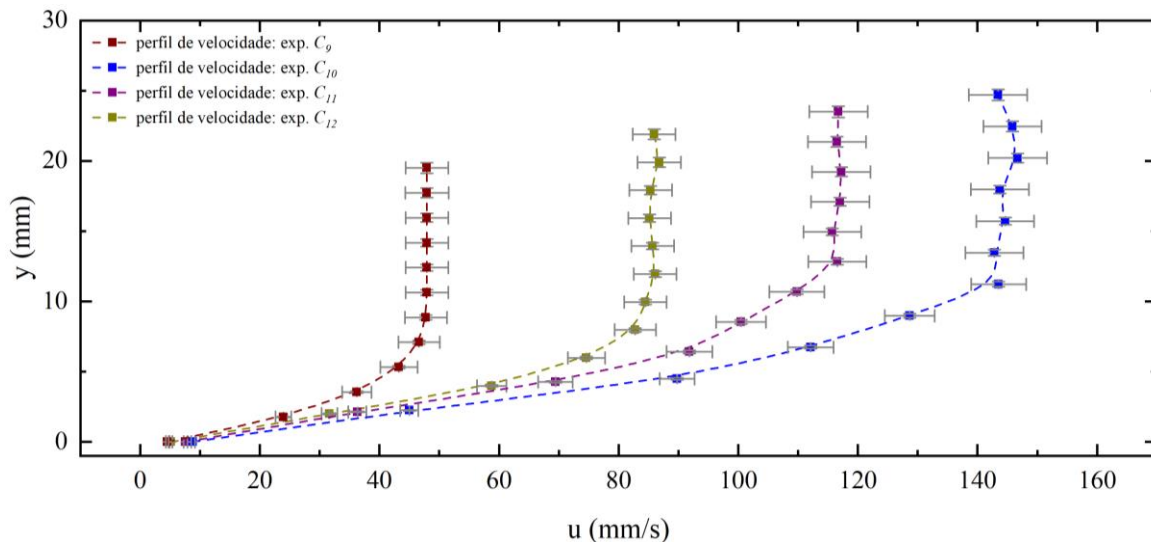


Figura 10. - Perfis de velocidade obtidos a partir da metodologia implantada (STI) para os experimentos C_9 , C_{10} , C_{11} e C_{12} e $\theta = 8^\circ$. Barras de erro em cinza indicam as incertezas das medidas (na faixa de 1,70% para as profundidades e de 4,17% para as velocidades).

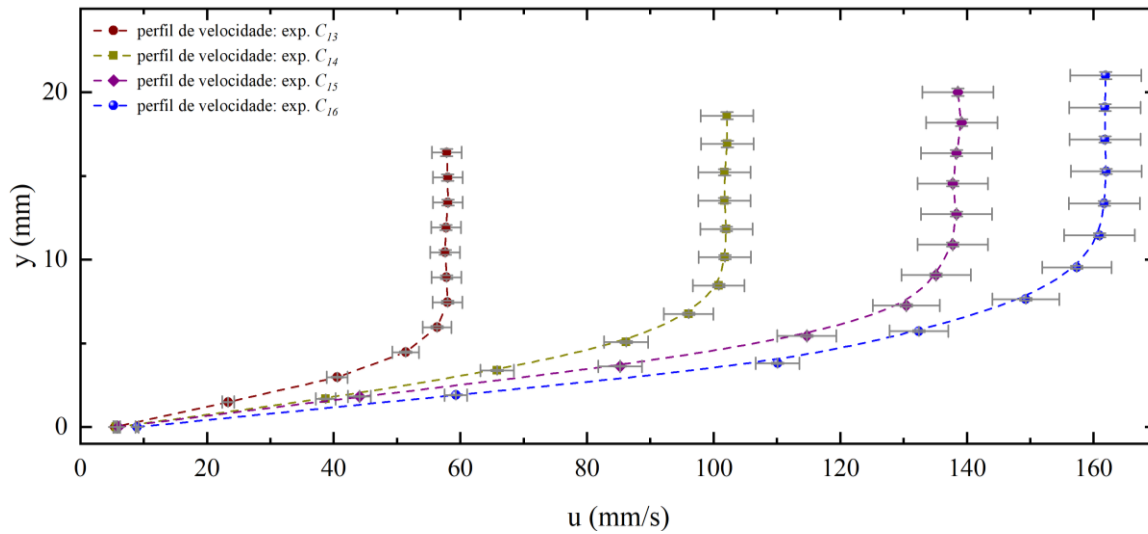


Figura 11. - Perfis de velocidade obtidos a partir da metodologia implantada (STI) para os experimentos C_{13} , C_{14} , C_{15} e C_{16} e $\theta = 10^\circ$. Barras de erro em cinza indicam as incertezas das medidas (na faixa de 1,70% para as profundidades e de 4,17% para as velocidades).

A análise das Figuras de 8 a 12 também demonstram a presença de deslizamento de parede no escoamento. Em todos os experimentos a velocidade medida no fundo (ou muito próximo a ele) foi diferente de zero. O efeito de deslizamento se caracteriza, basicamente, como uma falta de adesão entre o material e a superfície de cisalhamento (Bingham, 1922) e sua presença pode implicar em erros importantes na determinação da tensão limite de escoamento e outras propriedades do escoamento.

As incertezas obtidas para os valores de velocidade da técnica de velocimetria se mostraram controlada ao longo das configurações experimentais, oscilando entre 4 e 5%. Nota-se, quando compara os resultados de C_1 a C_{16} como os de C_{17} a C_{18} , comportamento mais bem definido do plug nos últimos dois experimentos, isso ocorre porque houve melhoria dos equipamentos ao longo da pesquisa, sendo que os resultados C_{17} e C_{18} foram obtidos a partir de uso de laser de maior potência e câmera mais adequada à situação experimental.

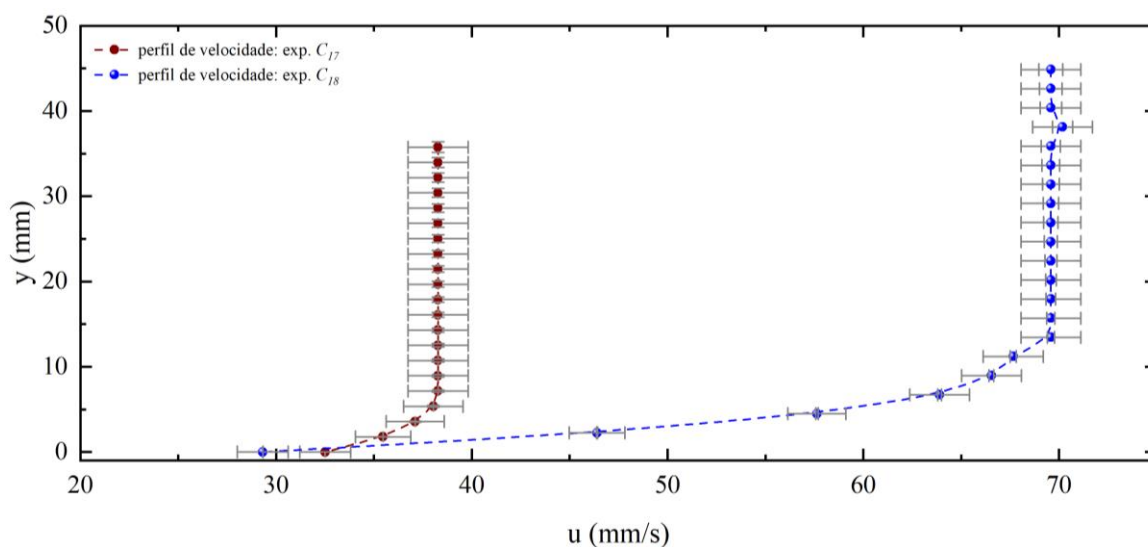


Figura 12. - Perfis de velocidade obtidos a partir da metodologia implantada (STI) para os experimentos C_{17} e C_{18} e $\theta = 8^\circ$. Barras de erro em cinza indicam as incertezas das medidas (na faixa de 1,70% para as profundidades e de 4,17% para as velocidades).

Confrontação experimental-teórica

A fim de realizar a confrontação dos resultados experimentais obtidos e verificar sua representatividade do escoamento em termos da técnica de medição empregada foi utilizado um modelo teórico baseado na teoria da lubrificação (Freydier et al., 2017) para realizar uma comparação dos dados experimentais. O modelo teórico empregado apresenta reologia não-Newtoniana de comportamento Herschel-Bulkley e condições de não-deslizamento de parede e canal largo.

Sabendo da condição de não-deslizamento do modelo teórico, optou-se por alterar a condição de contorno no fundo do canal do modelo teórico (procedimento ainda em estudo e feito de forma precaucionaria), visto que todos os resultados experimentais indicaram a presença de efeito de deslizamento (escorregamento) no fundo do canal. Assim, a velocidade de fundo do modelo teórico foi alterada de $u(y = 0) = 0$ para $u(y = 0) = u_{exp.}$ (velocidade de deslizamento medida), essa alteração conduziu a um resultado teórico com a condição de deslizamento de parede, aferida experimentalmente. A Figura 13 ilustra a comparação entre os resultados experimentais e teóricos para a avaliação realizada na seção transversal central do canal.

Uma discrepância de alguns mm/s é visível ao comparar os perfis de velocidade e teórico em todos os experimentos realizados (principalmente nos experimentos com maior tensão limite de escoamento e índice de consistência) demonstrando que o efeito de deslizamento no fundo conduziu à alteração de níveis de taxa de deformação e de velocidade.

Ainda que a definição de estar medindo em $y = 0$ possa gerar questionamentos, pode-se afirmar que tal ponto foi definido considerando as incertezas do processo de calibração de imagem e do pixel do fundo do canal. Dessa forma, ao apresentar medidas de velocidade nesse ponto pode-se considerar que tal ponto está de fato próximo ao fundo, ainda mais considerando a alta resolução das imagens - $83 \mu\text{m}/\text{px}$.

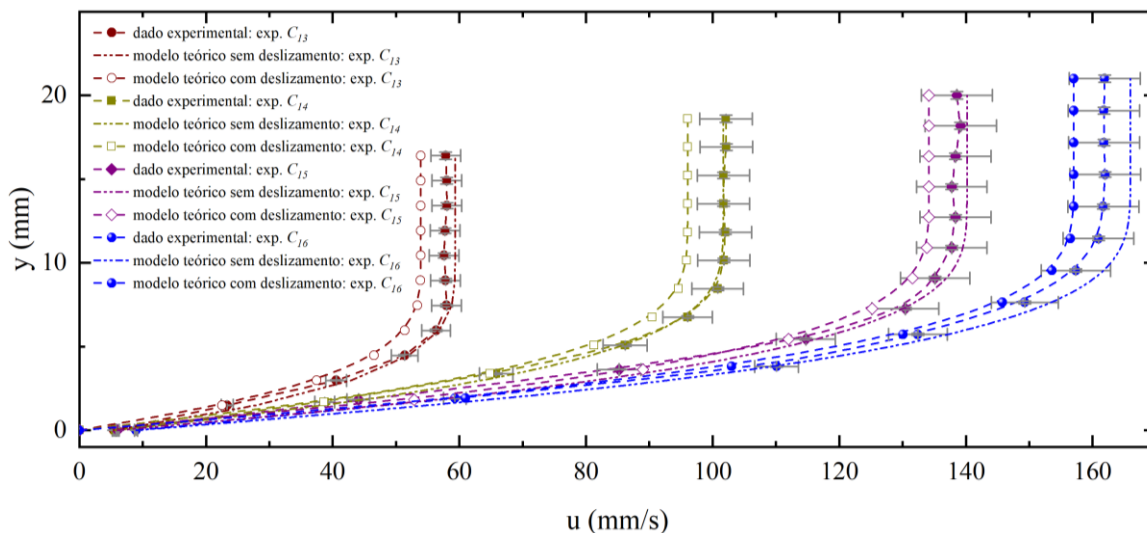


Figura 13. - Confrontação experimental-teórica: experimentos C_{13} , C_{14} , C_{15} e C_{16} e $\theta = 10^\circ$. Linha pontilhada apresenta modelo teórico com $u(y = 0) = u_{exp.}$.

Materiais com tensão limite de escoamento tem maior tendência a sofrer a exibir diferentes tipos de heterogeneidades de fluxo (Cloitre; Bonnecaze, 2017). Um desses fenômenos é o deslizamento, o qual pode ser visto segundo uma região de elevada deformação, sendo que a maior parte dela se concentra nas paredes de confinamento, enquanto a maior parte do material se comporta como um corpo sólido ou apresenta deformação desprezível. Segundo Barnes (1999) deslizamentos presentes em dispersões de alto teor de sólidos, caso do gel de carbopol, podem ser classificados como deslizamento aparente e tem sido relatado em diferentes áreas de pesquisa (Xu et al. 2017; Philippou et al., 2016; Chambon et al., 2014).

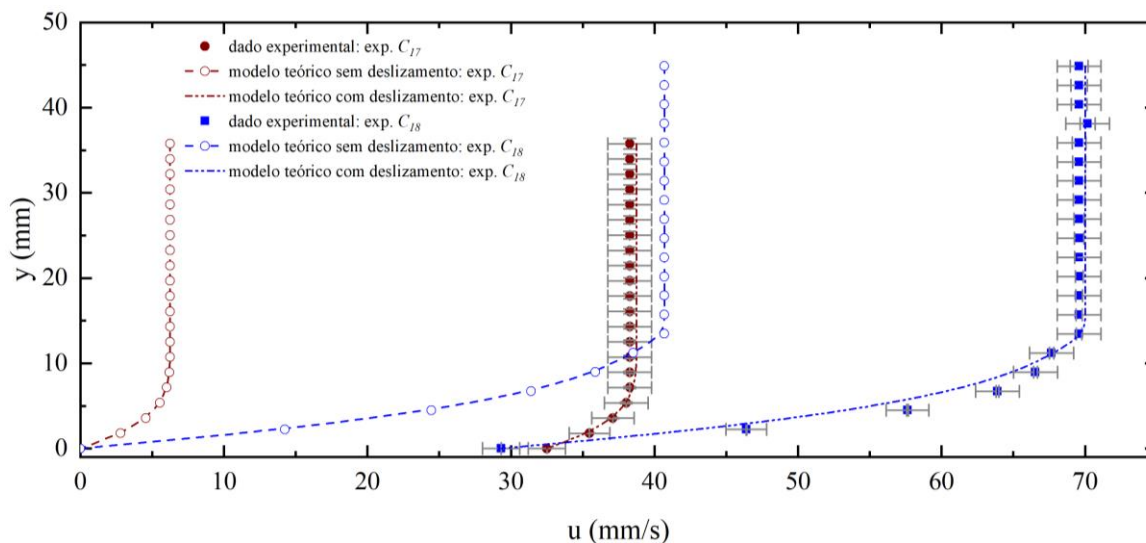


Figura 14. - Confrontação experimental-teórica: experimentos C_{17} e C_{18} e $\theta = 8^\circ$. Linha pontilhada apresenta modelo teórico com $u(y = 0) = u_{exp}$.

Ao se comparar os resultados das Figuras 13 e 14 é visível o maior efeito de deslizamento de parede nos experimentos C_{17} e C_{18} , ainda que todos os experimentos tenham experimentado vazões semelhantes, corroborando a suposição de que a espessura da camada de deslizamento, e conseqüentemente o próprio efeito de deslizamento, não é afetada pela vazão do escoamento (Reiner, 1960); o fato da superfície do canal ser de vidro deve ser considerado como elemento de potencialização do efeito de deslizamento constatado. Os experimentos C_{17} e C_{18} são caracterizados pelo maior nível de tensão limite de escoamento (cerca de 3 vezes superior aos dos resultados restantes) e de índice de consistência (de 3 a 4 vezes superior), de forma que uma possível reposta para o aumento do efeito de deslizamento nesses testes seja a mudança das características reológicas do fluido, pois as características decorrentes do deslizamento são decorrentes das propriedades da suspensão concentrada (Kalyon, 2005). O aumento da espessura do *plug* (espessura do plug na faixa de 50 a 66% camada de fluido), condição dos experimentos C_{17} e C_{18} , gerou o deslocamento acentuado da região mais viscosa do escoamento e conseqüente aumento de efeito de deslizamento.

Conforme resultados apresentados nas Figuras 13 e 14, a imposição do efeito de deslizamento ao modelo teórico conduziu a um resultado próximo ao medido experimentalmente via técnica de velocimetria empregada. Os resultados da Figura 14 indicam desvios máximos de 1,2% para escoamento o escoamento C_{17} e 7,2% para o C_{18} . Em todos os experimentos a técnica desenvolvida foi capaz de definir, com certa proximidade, quando comparada ao modelo teórico, a altura do *plug*, sendo os desvios encontrados na faixa de 7% a 14%.

É importante destacar que, embora a imposição da velocidade de deslizamento no perfil teórico tenha possibilitado correção das discrepâncias observadas na região de *plug* e na cisalhada, nota-se uma diferença entre resultados teóricos (com e sem deslizamento) e experimentais com relação à transição da região cisalhada para o *plug*. Nos perfis teóricos essa transição é brusca e rápida quando comparada ao experimental.

Ainda que diferenças entre os perfis de velocidade sejam visíveis, mesmo com uso do efeito de deslizamento no modelo teórico, a técnica *STIV* foi capaz de avaliar o interior de escoamentos viscoplásticos e fornecer campos de velocidade condizentes aos fluidos com presença de tensão limite de escoamento, especificamente do tipo Herschel-Bulkley. Particularmente, o método de velocidade desenvolvido foi capaz de demonstrar com elevada precisão a presença do *plug*, demonstrando boa capacidade da técnica *STIV* em avaliar regiões mais próximas à superfície livre. O método também se mostrou eficiente na análise na região próxima ao fundo do escoamento, sendo capaz de mostrar a presença de deslizamento de parede, fenômeno esse corroborado pela análise do modelo teórico com $u(y = 0) = u_{exp}$.

CONCLUSÃO

A partir de conjuntos experimentais capazes de simular escoamento de natureza viscoplástica, análises sobre campo de velocidade de avanço de frentes foram realizadas. Os experimentos de velocimetria foram conduzidos em canal inclinado e com fluido teste (gel de carbopol) de modelo reológico do tipo Herschel-Bulkley. Tendo como objetivo a obtenção do campo de velocidade ao longo da profundidade do canal e comparação com modelo teórico, diferentes configurações experimentais, com alteração de vazão, inclinação e propriedades reológicas do fluido, foram testadas.

As medidas de velocimetria foram possibilitadas a partir do desenvolvimento próprio de uma metodologia de geração e análise de imagens espaço-temporal. Com o uso de câmera ultrarrápida e plano laser, a captura do deslocamento de traçadores contida do interior do fluido tornou-se possível, fornecendo imagens de elevada resolução espacial (cerca de $83 \mu\text{m}/\text{px}$). A implementação de código baseada na Transformada *Wavelet* Contínua 2D para análise das imagens espaço-temporal se mostrou um caminho assertivo na determinação das velocidades do escoamento, bem como mais rigoroso e de fácil implementação, além de abrir possibilidade de expansão do uso de tal modelo matemático em avaliações que envolvam velocimetria.

Os perfis de velocidade obtidos via técnica de velocimetria implantada retrataram o comportamento característico de escoamento viscoplástico do tipo Herschel-Bulkley, tanto a região do *plug* quanto da zona cisalhada. Entretanto, efeito de deslizamento de parede foi observado e a partir do modelo teórico baseado na teoria da lubrificação ficou evidente o quanto a presença de tal efeito pode ser prejudicial ao uso do próprio modelo teórico sem a adequada avaliação do escoamento. O uso de velocidade de fundo experimental no modelo teórico foi capaz de corrigir as discrepâncias inicialmente observadas.

REFERENCIAS

- Aberle, J. et al.** (2017). *Experimental Hydraulics: Methods, Instrumentation, Data Processing and Management - Volume II: Instrumentation and Measurement Techniques*. CRC Press, London.
- Ancey, C.** (2007). "Plasticity and geophysical flows: a review". *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 142, n. 1-3, p. 4-35.
- Ancey, C., Andreini, N., Epely-Chauvin, G.** (2012). "Viscoplastic dambreak waves: Review of simple computational approaches and comparison with experiments". *Advances in Water Resources*, v. 48, p. 79-91.
- Antoine, J. P. et al.** (2008). "Two-dimensional wavelets and their relatives". Cambridge University Press.
- Azimi, A. H.** (2016). "Free surface flow characteristics of multi-phase viscoplastic fluids on inclined flumes and planes". *International Journal of Multiphase Flow*, v. 78, p. 59-69.
- Balmforth, N. J. et al.** (2006). "Viscoplastic flow over an inclined surface". *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 139, n. 1-2, p. 103-127.
- Balmforth, N. J.; Frigaard, I. A.; Ovarlez, G.** (2014). "Yielding to stress: recent developments in viscoplastic fluid mechanics". *Annual Review of Fluid Mechanics*, v. 46, n. 1, p. 121-146.
- Barnes, H. A.** (1999). "The yield stress-a review or 'παντα ρει'-everything flows?". *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 81, n. 1-2, p. 133-178.
- Bates, B. M.; Ancey, C.** (2017). "The dam-break problem for eroding viscoplastic fluids". *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 243, p. 64-78.
- Bingham, E. C.** (1922). *Fluidity and Plasticity*. McGraw Hill, London, p. 231.
- Chambon, G.; Ghemmour, A.; Naaim, M.** (2014). "Experimental investigation of viscoplastic free-surface flows in a steady uniform regime". *Journal of Fluid Mechanics*, v. 754, p. 332-364.
- Cloitre, M.; Bonnecaze, R. T.** (2017). "A review on wall slip in high solid dispersions". *Rheologica Acta*, v. 56, n. 3, p. 283-305.
- Cochard, S.; Ancey, C.** (2009). "Experimental investigation of the spreading of viscoplastic fluids on inclined planes". *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 158, n. 1-3, p. 73-84.

- De Paula, I. B.; Azevedo, L. F. A.** (2012). “Medição de escoamentos turbulentos utilizando Velocimetria por Imagem de Partículas”. 1ed. São Paulo: ABCM USP, v. 8, pp. 133-209.
- Freydier, P.; Chambon, G.; Naaim, M.** (2017). “Experimental characterization of velocity fields within the front of viscoplastic surges down an incline”. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 240, p. 56-69.
- FUJITA, I. et al.** (2017). “Accuracy of Ku-Stiv for Discharge Measurement in Ghana, Africa”. *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, v. 73, n. 4, p. I_499-I_504.
- Fujita, I.; Watanabe, H.; Tsubaki, R.** (2007). “Development of a non-intrusive and efficient flow monitoring technique: The space-time image velocimetry (STIV)”. *International Journal of River Basin Management*, v. 5, n. 2, p. 105-114.
- Haldenwang, R. et al.** (2002). “Laminar and transitionnal flow in open channel for nonnewtonian fluids”. *Hydrotransport*, v. 15, pp. 755-768.
- Kalyon, D. M.** (2005). “Apparent slip and viscoplasticity of concentrated suspensions”. *Journal of Rheology*, v. 49, n. 3, p. 621-640.
- MACIEL, G. F. et al.** (2017). “Experimental apparatus for roll-wave measurements and comparison with a 1d mathematical model”. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 143, n. 11, p. 04017046.
- Minussi, R. B.; Maciel, G. F.** (2012). “Numerical experimental comparison of dam break flows with non-Newtonian fluids”. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, v. 34, n. 2, p. 167-178.
- Owen, J. R. et al.** (2020). “Catastrophic tailings dam failures and disaster risk disclosure”. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, v. 42, p. 101361.
- Patalano, A; García, C. M.; Rodríguez, A.** (2017). “Rectification of image velocity results (RIVeR): a simple and user-friendly toolbox for large scale water surface particle image velocimetry (PIV) and particle tracking velocimetry (PTV)”. *Computers & Geosciences*, v. 109, p. 323-330.
- Philippou, M. et al.** (2016). “Viscoplastic flow development in tubes and channels with wall slip”. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 234, p. 69-81.
- Piau, J. M.** (2007). “Carbopol gels: Elastoviscoplastic and slippery glasses made of individual swollen sponges: Meso-and macroscopic properties, constitutive equations and scaling laws”. *Journal of non-newtonian fluid mechanics*, v. 144, n. 1, p. 1-29.
- Reiner, M.** (1960). *Deformation, Strain and Flow*. H. K. Lewis, London.
- Saramito, P.; Smutek, C.; Cordonnier, B.** (2013). “Numerical modeling of shallow non-Newtonian flows: Part I. The 1D horizontal dam break problem revisited”. *International Journal of Numerical Analysis & Modeling*, v. 4, n. 3, p. 283-298.
- True, A. C.; Crimaldi, J. P.** (2019). “High dynamic range particle image velocimetry analysis of viscous inhalant flows”. *Physics of Fluids*, v. 31, n. 10, p. 103605.
- Tsubaki, R.** (2017). “On the Texture Angle Detection Used in Space-Time Image Velocimetry (STIV)”. *Water Resources Research*, v. 53, n. 12, p. 10908-10914.
- Xu, C.; Fieß, M.; Willenbacher, N.** (2016). “Impact of wall slip on screen printing of front-side silver pastes for silicon solar cells”. *IEEE Journal of Photovoltaics*, v. 7, n. 1, p. 129-135.

OPENFOAM TDG MODEL APPLIED IN COLÍDER DAM CASE

Carlos Olavo Slota Ovelar¹, Marcelo Yudi Minoda Takenobu¹, Felipe Ferreira de Souza¹, Marcos Vinicius Andriolo², Fernando Cesar Alves da Silva Ferreira² and Cássia Silmara Aver²

¹Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (Lactec, CEHPAR Lab), Brazil

²Copel Geração e Transmissão S.A, Brazil

carlos.ovelar@lactec.org.br, marcelo.takenobu@lactec.org.br, felipe.souza@lactec.org.br, marcos.andriolo@copel.com, fernando.cesar@copel.com, cassia.aver@copel.com.

ABSTRACT:

Supersaturation of total dissolved gas (TDG) is a condition where the atmospheric gases are dissolved in water above the natural equilibrium value. Supersaturation of TDG in rivers usually occurs as a result of turbulent conditions, such as those found in waterfalls and rapids regions. In hydroelectric power plants, downstream of spillways, there may also be regions favorable to the supersaturation of TDG in the water. The TDG supersaturation is harmful to the ichthyofauna and might cause gas bubble disease and fish mortality. This article presents a computational modeling of TDG having as case study the Colíder Hydroelectric Power Plant. The TDG model presented in Wang, Politano and Weber (2018) was implemented in OpenFOAM. The TDG results predicted was compared with values measured in probes within stilling basin. Results very close to those measured were obtained, with the maximum difference of approximately 5% of TDG.

RESUMO:

Supersaturação de gases totais dissolvidos (TDG) é um fenômeno em que o ar da atmosfera é dissolvido na água acima de um valor de equilíbrio natural. A supersaturação de TDG em rios ocorre geralmente devido às condições de turbulência em regiões de cachoeiras e corredeiras. Em usinas hidrelétricas, a jusante de vertedouros, também podem ocorrer regiões propícias à supersaturação de TDG na água. A supersaturação de TDG é prejudicial à ictiofauna podendo causar embolia gasosa e mortandade de peixes. Este artigo apresenta a utilização de uma modelagem computacional de TDG tendo como estudo de caso a Usina Hidrelétrica de Colíder. O modelo apresentado por Wang, Politano e Weber (2018) foi implementado no OpenFOAM. Os resultados de TDG simulados foram comparados com os valores medidos em sondas na bacia de dissipação. Foram obtidos resultados muito próximos aos medidos, sendo a máxima diferença da ordem 5% de TDG.

KEYWORDS: Total Dissolved Gas; Spillway; OpenFOAM.

INTRODUCTION

In free surface flows, where the water has a thin interface with atmosphere, the atmospheric gases are dissolved in water until they reach an equilibrium concentration. Generally, the amount of total dissolved gases (TDG) in water is expressed as a percent relationship between concentration and surface equilibrium concentration (Politano et al. 2007).

In hydroelectric power plants, downstream the spillways may occur regions with high pressure and turbulence that raise the levels of total dissolved gas (TDG) in water. Even with a small spillway flow, the TDG levels downstream of spillways are dramatically higher than the upstream levels (Geldert, Gulliver and Wilhelms, 1998). TDG supersaturation may also be observed in natural river flow conditions, such as cascades and waterfalls.

High TDG level causes gas bubble disease which is highly lethal to fish. In Columbia and Snake Rivers (USA), since 1965, TDG supersaturation is considered a potential problem to fish fauna (Ebel, 1969). Recently events of fish mortality were registered in Teles Pires River in Brazil (Agostinho et al. 2021). The Figure 1 shows a fish with gas bubble disease.



Figure 1.- Severe exophthalmia and gas bubble disease in fish exposed to supersaturated TDG water. Font Weitkamp (2008).

The Brazilian environmental agencies still not set a secure limit of TDG levels to fish. The most used recommendation is a technical report published in 70's by the United States Environmental Protection Agency (USEPA) that recommends a secure limit of 110 % of TDG to fish. Also, in this publication, USEPA affirms that TDG levels above 105 % produce gas bubble disease symptoms in fish and 120 % is lethal (USEPA, 1971).

Alongside with the TDG concentration, it is also important to quantify the exposure time to fish exposed to TDG supersaturation. According to Xue et al. (2019), the behavior of fish exposed to high TDG concentrations is out of normal after the first hour of exposure. After 90 minutes, the fish started to swim rapidly and jumped up and down for TDG concentrations above 135%. After two hours of exposure, the fish lost the capability of motion and died. For TDG concentrations between 125% and 135%, the same behavior occurred, however a little later when compared to TDG concentrations above 135%.

Weitkamp (2008) introduces the concept of “compensation depth” that, in some cases, could prevent the formation of internal bubbles within the fish. At greater depths, the TDG equilibrium concentration increases as the total pressure is modified by the hydrostatic pressure. Figure 2 represents the true level of supersaturation experienced by fish regarding the compensation depth concept.

The TDG prediction models are commonly based on the mass transfer between bubbles to water using the Henry's law. Hibbs and Gulliver (1997) stated a theory to quantify the amount of gas transferred between the bubbles and the liquid phase. In regions of high turbulence and pressure, the air present in bubbles is dissolved on water generating TDG.

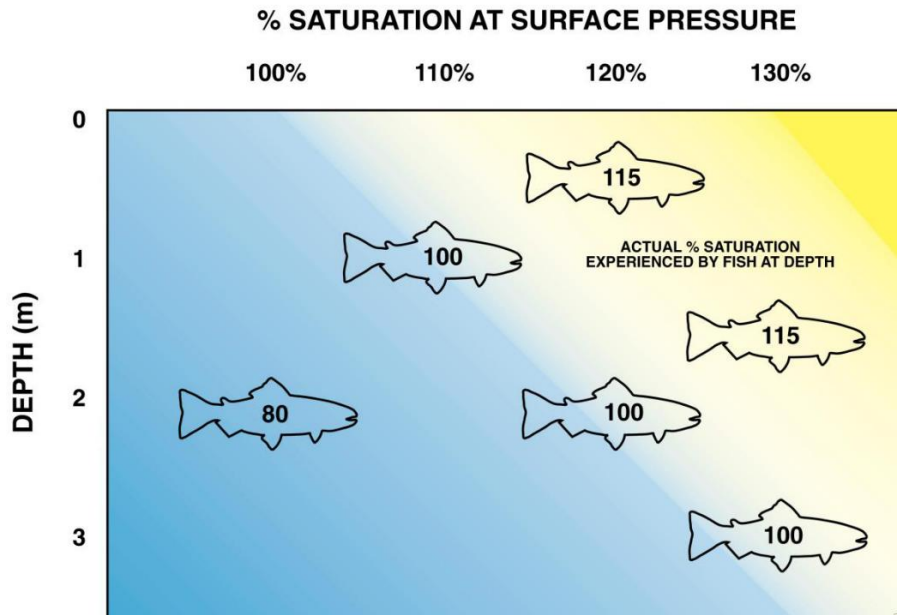


Figure 2.- Compensation depth. Font Weitkamp (2008).

This paper presents a study of TDG concentration using the TDG model proposed by Wang; Politano; Weber (2018) with Colíder dam as the case of study, located in Teles Pires River, Brazil. The TDG model was implemented in CFD software OpenFOAM. The results were compared with TDG field data of Colíder Dam, obtained at the end of the stilling basin.

This paper presents part of the results obtained during the project R&D PD-06491-0541/2019 “Computational Modeling Methodology of TDG in Effluent Flows Downstream Spillways” (*Metodologia para Modelagem Computacional de TDG na Água em Fluxos Efluentes de Vertedouros*), developed by Lactec and Companhia Paranaense de Energia (Copel Get), belonging to the Research and Development Program Technology of the Electric Energy Sector regulated by the Brazilian Electricity Regulatory Agency – ANEEL (*Agência Nacional de Energia Elétrica*).

METHODOLOGY

The methodology used was computational fluid dynamics (CFD) simulations. The equations of TDG and bubbles were implemented in interFoam solver in the CFD software OpenFOAM. The results of TDG were compared against TDG field data measured at Colíder Dam. The details of the TDG model, case study, and computational model are presented in the following paragraphs.

Total Dissolved Gas - TDG Model

The TDG model used in this work was the model proposed by Wang, Politano and Weber (2018). The model uses a bubble field (α_b) and a bubble number density (N) to represent the bubbles entrained from spillway flow. The bubble transport equation is:

$$\frac{d \alpha_b}{dt} + \nabla \cdot (\mathbf{u}_b \alpha_b) = -S \quad [1]$$

where α_b is the volume fraction of bubbles, \mathbf{u}_b is the bubble velocity field, and S represents the bubble mass transfer. The bubble number density (N) transport equation is presented as follows:

$$\frac{d N}{dt} + \nabla \cdot (\mathbf{u}_b N) = 0 \quad [2]$$

The momentum equation of bubble phase is:

$$0 = -\alpha_b \nabla p + \alpha_b \rho_b \mathbf{g} + M_b \quad [2]$$

where p is the piezometric pressure, ρ_b is the bubble density, \mathbf{g} is the gravitational acceleration, and M_b is the momentum transfer between phases. The mass (S) and momentum (M_b) transfer between bubbles and liquid phases are computed respectively as follows:

$$S = \pi N \phi_b^2 K_1^t \left(\frac{p+2\sigma/\phi_b}{H} - C \right) \quad [3]$$

$$M_b = -\frac{3}{4} \rho \alpha_b \frac{C^D}{\phi_b} \mathbf{u}_{br} |\mathbf{u}_{br}| \quad [4]$$

where N is the number of bubble per volume, ϕ_b is bubble diameter, K_1^t is the mass transfer coefficient, σ is the interfacial tension, H is the Henry's constant, C^D is the drag coefficient, \mathbf{u}_{br} is the relative bubble velocity to liquid phase, and C is the TDG concentration.

The total dissolved gas – TDG concentration (C) transport equation is presented in Equation 5.

$$\frac{\partial(C)}{\partial t} + \nabla(\mathbf{u}_l C) = \nabla \left(\left(\nu + \frac{\nu_t}{Sc_c} \right) \nabla C \right) + S \quad [5]$$

where \mathbf{u}_l is the liquid phase velocity, ν is the molecular viscosity, ν_t is the turbulent viscosity, and Sc_c is the standard Schmidt number.

Case Study

The case of study is Colíder dam, located in Teles Pires River, in Mato Grosso State, Brazil. Colíder dam has three Kaplan turbines with a total of 300MW installed capacity. The Colíder Spillway has four spill bays with tainter gates designed for a flood of 6,935 m³/s. The spillway crest is located at elevation 255.30 m and the normal level of the reservoir is at 272.00 m. The energy dissipation is done by a hydraulic jump type stilling basin. Figure 3 presents a general view of Colíder dam.

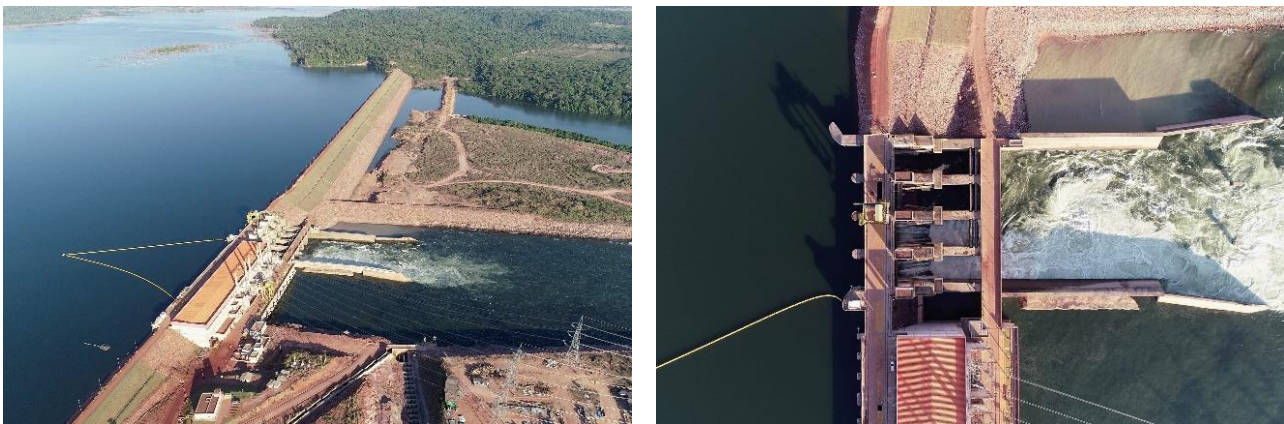


Figure 3.- Colíder Dam – Aerial view. Font Agência Estadual de Notícias - PR (2019)

Data Survey

The field data of TDG was measured in Colíder Dam Stilling Basin. TDG probes utilized in data acquisition was Hydrolab model MS5. The Figure 4 shows the locations of TDG probes. In each location, there was two probes, one in elevation 246.0 m and another one in elevation 241.0 m.

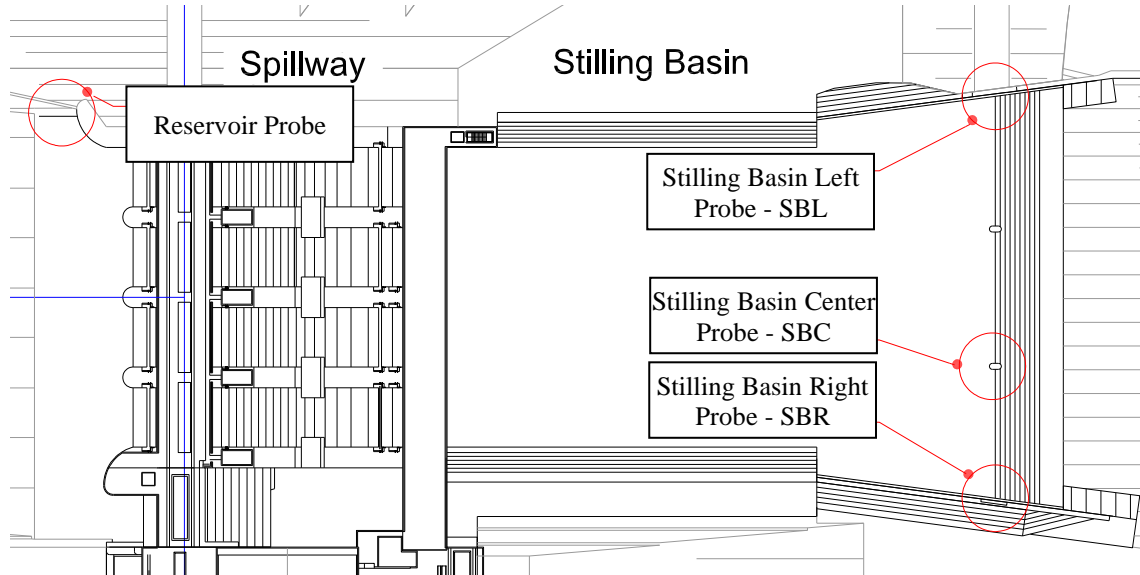


Figure 4.- Colíder Dam – Location of TDG probes

The spill event from February 20, 2021 - 0:00am to February 25, 2021 - 11:55pm was selected to be the base parameter to perform the simulations. Table 1 shows the field data obtained in this spill event. The TDG data obtained from the probes in left side of the stilling basin (SBL) was around 5 % less than the other two positions (SBR and SBC). The mean TDG was approximately the same in both elevations (Table 1).

Table 1.- TDG field data from February 20, 2021 - 0:00am to February 25, 2021 - 11:55pm – Spillway bay discharge 93.64 m³/s – Downstream water level 250.75 m

Probe Elevation [m]	Reservoir Probe [%]	TDG SBL [%]	TDG SBC [%]	TDG SBR [%]	TDG Mean [%]
241	93.6	149.7	154.2	156.0	153.3
246		149.2	154.8	156.0	153.3

Computational Model

The TDG model was implemented in CFD software OpenFOAM. The hydrodynamic simulations were done with interFoam solver. InterFoam is a solver that resolves multiphase stratified flows with VOF method to capture the free surface. The conservation of mass and momentum equations are described in Eqs. 6 and 7.

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad [6]$$

$$\frac{\partial(\rho \mathbf{u})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u} \mathbf{u}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\mu \nabla \mathbf{u}) + \rho \mathbf{f}_b \quad [7]$$

The VOF method uses a phase indicator (α) to capture the free surface. The transport equation of α is:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{u}\alpha) + \nabla[\alpha(1 - \alpha)\mathbf{u}_r] = 0 \quad [8]$$

where α is the volume fraction, and \mathbf{u}_r is the relative velocity between air and water phases.

The Detached Eddy Simulation (DES) model was used for turbulence closure with K- ω SST turbulence model for the RANS part.

The computational domain (Figure 5) represents one bay of the spillway and the entire length of stilling basin, and a portion of downstream channel, approximately 400 meters long and 12 meters wide. The computational mesh is composed by cubic elements with 1.5 meter wide. The regions near inlet, spillway, and stilling basin were refined to a 0.10 meter wide cells. The total number of cells was approximately 350×10^3 cells.

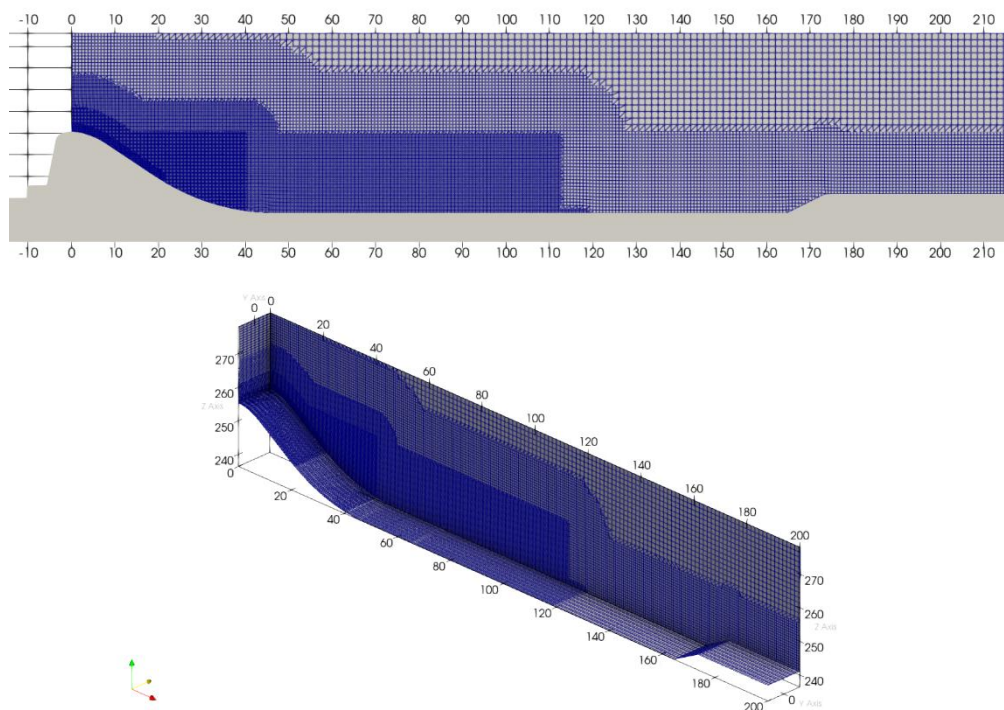


Figure 5.- Colíder Dam – Computational Mesh

RESULTS AND DISCUSSION

To compare the values of TDG predicted in simulations, two configurations of inlet parameters were simulated: (i) $\alpha_b = 3\%$ / $\phi_b = 0.8$ mm and (ii) $\alpha_b = 3\%$ / $\phi_b = 1.0$ mm. The velocity field is presented in the Figure 6. The hydrodynamics is the same for both tests (i and ii) as the approach of TDG model is one-way coupling, i.e. the TDG and bubble fields are affected by hydrodynamics (water velocity, pressure, etc.) but the hydrodynamics is not affected by the TDG and bubble fields. The flow behavior in the spillway is a supercritical flow coming from the inlet, and a hydraulic jump formed within stilling basin (from $x = 15$ m).

The results of mean TDG in the center line along the x axis is presented in Figure 7 for elevation 241 m and in Figure 8 for elevation 246 m. As expected, the test with a smaller bubble diameter ($\phi_b = 0.8$ mm) resulted in high TDG values in comparison with the test with bigger bubble diameter ($\phi_b = 1.0$ mm). This is because smaller bubbles have greater interfacial area, increasing

mass transfer from bubbles to water, and leading to higher TDG concentration than larger bubbles. The test with bubble diameter equals to 1.0 mm resulted in TDG values more closely from field data, as shown in Figure 7 and Figure 8.

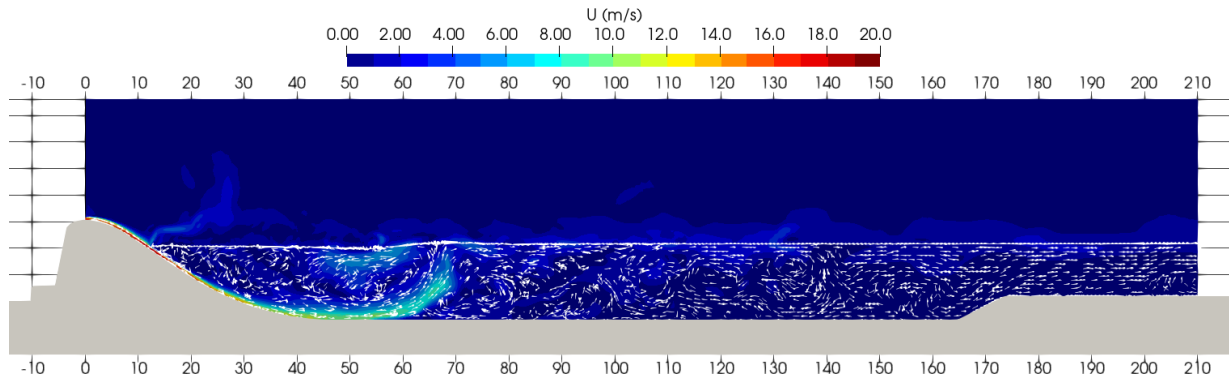


Figure 6.- Water velocity field – same results for the both tests - $\phi_b = 0.8$ mm and $\phi_b = 1.0$ mm

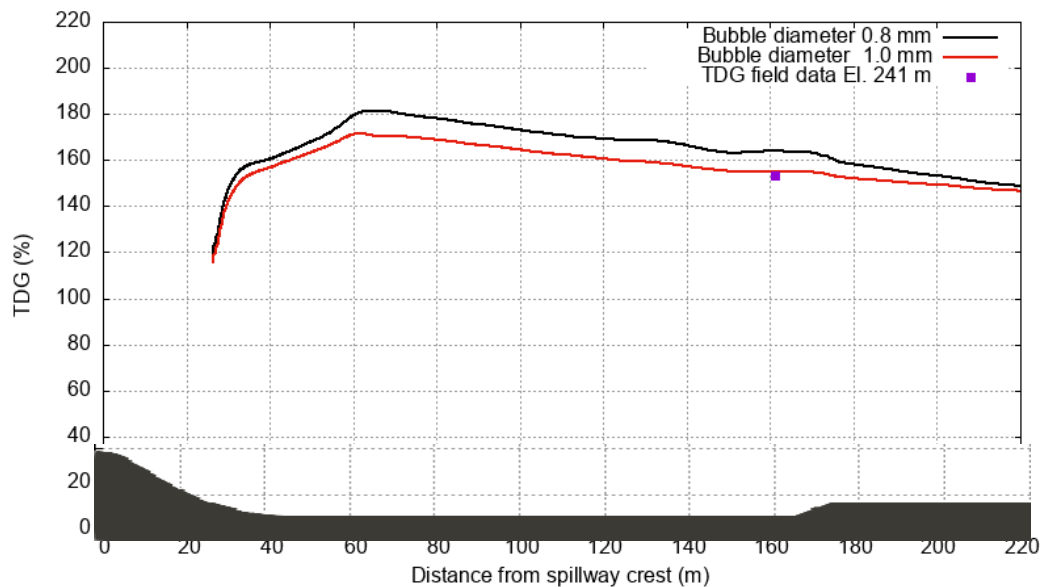


Figure 7.- Mean TDG concentration along the x axis – Elevation 241 m

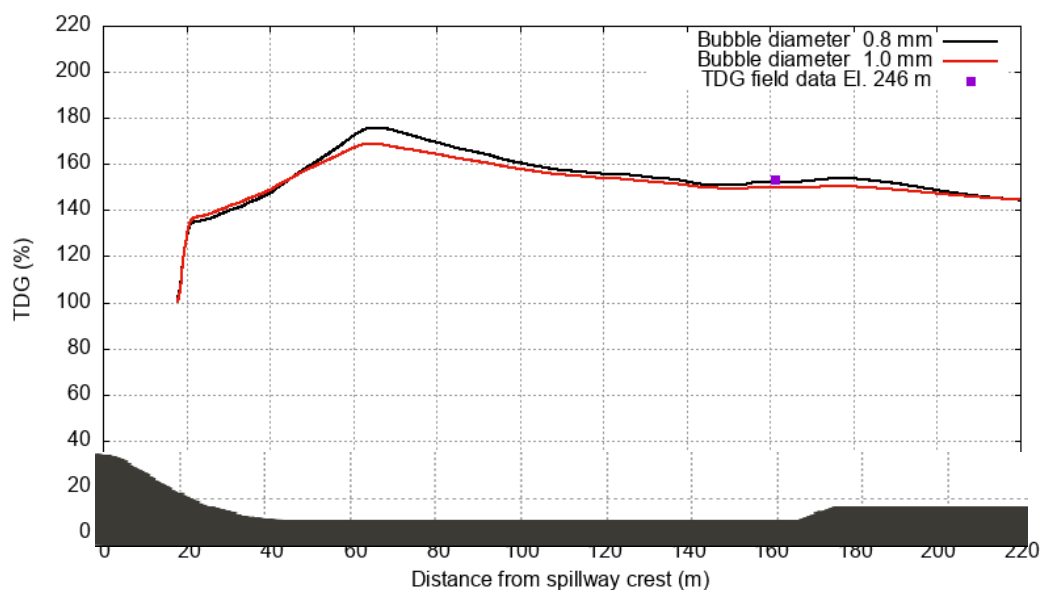


Figure 8.- Mean TDG concentration along the x axis – Elevation 246 m

Figure 9 shows the bubble volume fraction for the test with $\phi_b = 1.0$ mm. The inlet value is 3 % of bubbles. The bubbles are carried directly to the bottom of the stilling basin by the spillway effluent supercritical flow. The roller of the hydraulic jump traps the bubbles and the volume fraction is about 1.5 % in this region. As the bubbles are free to pass through the water free-surface, there is a concentration of volume fraction above the water free-surface.

The TDG source is presented in Figure 10. The shades of blues represent regions where there is gas dissolution, and reds, the regions of TDG production. The high values of TDG production is located at the initial portion of stilling basin, near the bottom where there are high pressure values.

Figure 11 shows the TDG concentration. The TDG produced in $x = 30$ m (Figure 10) is transported to the region of $x = 70$ m. In this region, the TDG is about 170 %, the same value showed in Figure 7 and Figure 8.

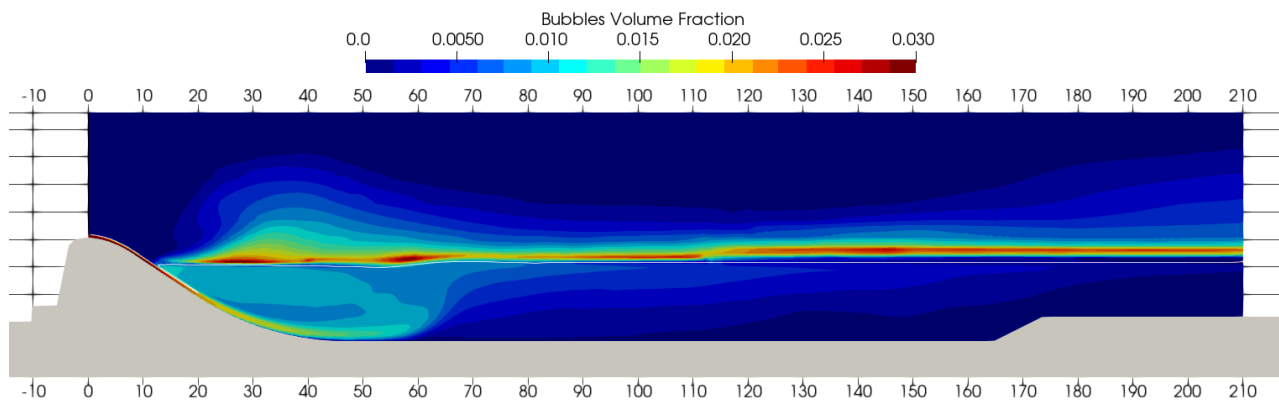


Figure 9.- Mean bubbles volume fraction results – test with bubble diameter $\phi_b = 1.0$ mm

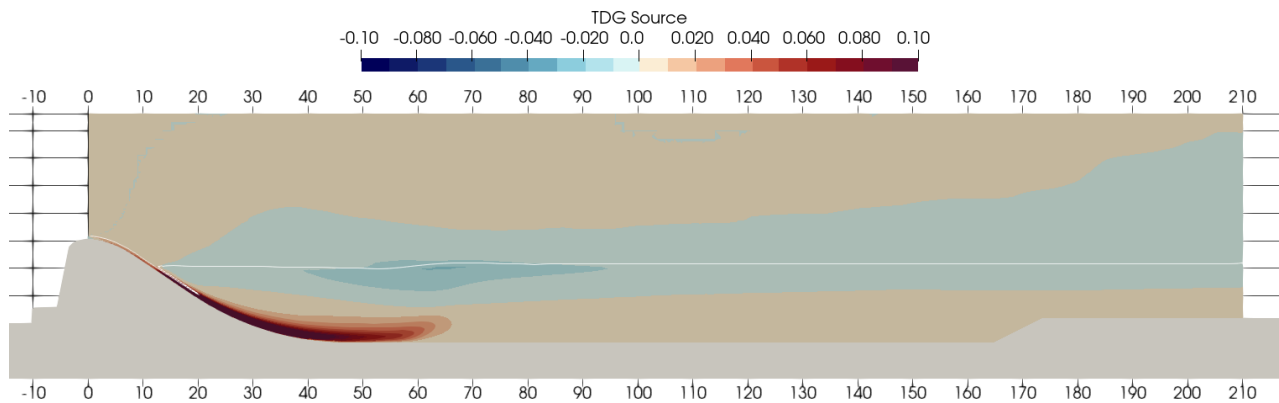


Figure 10.- Mean TDG source results – test with bubble diameter $\phi_b = 1.0$ mm

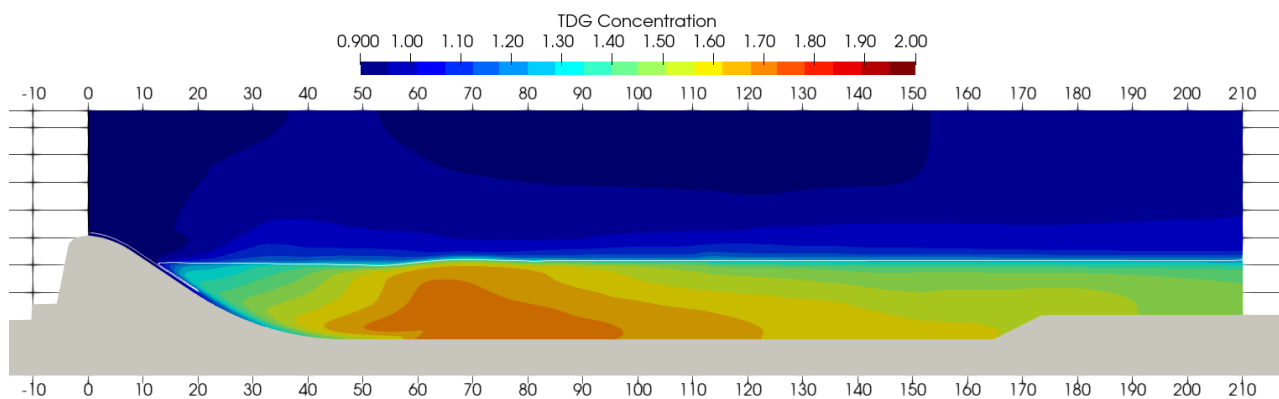


Figure 11.- Mean TDG concentration results – test with bubble diameter $\phi_b = 1.0$ mm

CONCLUSION

This paper presented a study case at Colíder Dam to predict TDG concentration downstream the spillway. The TDG model utilized was the model proposed by Wang, Politano and Weber (2018). The TDG model equations were implemented in CFD software OpenFOAM. The model domain represented one spillway bay and the stilling basin of Colíder Dam.

TDG concentration prediction along the computational domain is highly dependent of the inlet bubble diameter ϕ_b and bubble volume fraction α_b values. As expected, smaller values of ϕ_b results in higher values of TDG, as small bubbles have more interfacial area and easily transfers mass between phases. The results of TDG in test with $\phi_b = 1.0$ mm provided a best fit for the field data collected in Colíder stilling basin. The predicted TDG value at probes position ($x = 161$ m) was 154.7 % in El. 241 m and 148.8 % in El. 246 m, against field data of 153.3 % in both elevations (difference of -1.4% in El. 241 m and +4.5% in El. 246 m).

The results presented in this paper had good agreement with the spill event at Colíder Dam in February 20-25, 2021. Other simulations are needed to verify the TDG model against others spill events.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank to Brazilian National Council for Scientific and Technological Development (*Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico* - CNPq) for import subsidies contained in law 8010/90 (import license 21/0386323-4), Lactec and Copel Geração e Transmissão S.A. for their financial support and infrastructure to carry out this research project. Also special thanks to Sophie Catherine Giussani for helping with development of this paper.

REFERENCES

- Agência Estadual De Notícias - PR.** (2019). "Usina Hidrelétrica de Colíder entra em Operação Comercial". Available in: <<https://www.aen.pr.gov.br/Galeria-de-Imagens/Usina-Hidreletrica-Colider-entra-em-operacao-comercial>>. Accessed in: June 20th, 2022.
- Agostinho, A. A., Alves, D. C., Gomes, L. C., Dias, R. M., Petrere, M. and Pelicice, F. M.,** (2021). "Fish die-off in river and reservoir: A review on anoxia and gas supersaturation". *Neotropical Ichthyology*, v. 19, n. 3, p. 1–28.
- Ebel, W. J.,** (1969). "Supersaturation of Nitrogen in the Columbia River and Its Effect on Salmon and Steelhead Trout Bureau of Commercial Fisheries Biological Laboratory". *Fishery Bulletin - Bureau of Commercial Fisheries Biological Laboratory* - Seattle, v. 68, n. 1, p. 1–11.
- Geldert, D. A., Gulliver, J. S. and Wilhelms, S. C.,** (1998). "Modeling Dissolved Gas Supersaturation Below Spillway Plunge Pools". *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 124, n. May, p. 513–521.
- Hibbs, D. E. and Gulliver, J. S.,** (1997). "Prediction of effective saturation concentration at spillway plunge pools". *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 123, n. 11, p. 940–949.
- Politano, M. S., Carrica, P. M., Turan, C. and Weber, L. J.,** (2007). "A multidimensional two-phase flow model for the total dissolved gas downstream of spillways". *Journal of Hydraulic Research*, v. 45, n. 2, p. 165–177. Available in: <<http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/00221686.2007.9521757>>.
- USEPA.,** (1971). "Nitrogen Supersaturation in the Columbia and Snake Rivers". *United States Environmental Protection Agency*, p. 14. Seattle.
- Wang, Y., Politano, M. S. and Weber, L. J.,** (2018). "Spillway jet regime and total dissolved gas prediction with a multiphase flow model". *Journal of Hydraulic Research*, v. 57, n. 1, p. 26–38.
- Weitkamp, D. E.,** (2008). "Total Dissolved Gas Supersaturation Biological Effects, Review of Literature 1980-2007". *Review Literature And Arts Of The Americas*, p. 60.
- Xue, S., Wang, Y., Liang, R., Li, K. and Li, R.,** (2019). "Effects of total dissolved gas supersaturation in fish of different sizes and species". *International Journal of Environmental Research and Public Health*, v. 16, n. 13.

INVESTIGATION OF BED LIQUEFACTION IN HYDRAULIC EVOLUTION OF EXPERIMENTAL TURBIDITY CURRENTS

Débora Koller¹, Tiago Agne de Oliveira², Rafael Manica¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

² Petrobras, Brasil

debykoller@gmail.com, tiagoagne@petrobras.com.br, rafaelmanica@gmail.com

Introduction

Turbidity currents are gravity flows established by the density difference between the flow and the ambient fluid, caused by sediments in suspension (Middleton & Hampton, 1973). These flows transport great amounts of sediments into the deep ocean and are associated to the generation of turbidites, potential hydrocarbon reservoirs (Talling et al., 2013).

Depending on the characteristics of the mobile bed over which turbidity currents flow, sediments from bed can be more easily eroded, entrained, and transported by these flows. Therefore, understanding the nature and the water content of the mobile beds over which turbidity currents flow, is relevant to investigate flow dynamics and their capacity and competence in transporting sediments.

Mobile beds, as well as turbidity currents, can be fluidized and/or liquefied. In fluidized beds/flows, the fluid moves upward through the particles, which are temporarily suspended without net downward movement (Lowe, 1976; Shanmugam, 2021). Liquefaction, on the other hand, can be interpreted as a temporary state of water-sediment organization in which particles settle downward through the fluid, while the fluid is expelled from the deposit (which becomes more compacted). Both liquefaction and fluidization may occur simultaneously within a bed (Lowe, 1976), and will be treated in this work as concurrent (coupled up) process.

Several mechanisms can trigger liquefaction and fluidization processes as earthquakes, excess pore-fluid pressures (related to tidal fluctuations or internal deposit seawater), volcanism, tsunamis, among others or by any stresses caused by waves or turbidity currents activities (Lowe, 1976). Rapidly deposited sand layers can also generate liquefied bed, by water squeezed out of underlying loaded sediment Lowe (1975).

Turbidity currents with fast and dense basal near-bed layers ($c_v \sim 10\%$) were observed in the Monterey Canyon (Paull et al., 2018) and their occurrence was attributed to the remobilization of the seafloor. These authors attribute this to the occurrence of disturbances and consequent fluidization/liquefaction of loose-packed canyon-floor sand, which would increase the particle lift force and, consequently, sustain dense near-bed layers in turbidity currents farther downstream.

Based on Paull et al. (2018) observations, the present study designed physical model of a liquefied/fluidized bed with the concomitant action of a turbidity current. Thus, it was possible to evaluate the influence of this type of bed on the current dynamics.

Experimental Setup and Data Analysis

Experiments were conducted at the NECOD hydraulic laboratory of the Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brazil, in a 4.20 m long and 14 cm wide acrylic-sided flume (Fig. 1 a), filled with fresh water before each run. At the end of the flume, turbidity currents expanded laterally and flowed towards the output valve, which was located at a lower level than the flume. The valve opening was adjusted to the inflow discharge, to

stabilize the water level within the flume during the experiments.

Velocity and concentration measurements were performed at three stations of measurement located at 2, 3.3 and 4.3 m from the current inlet (Fig. 1 b) using Acoustic Doppler Velocimeter (ADV – Nortek at acquisitions rates of 100 Hz) and Ultrasonic High Concentration Meter probes (UHCM – Deltares, at acquisitions rates of 20 Hz). At all these three stations, velocity and concentration probes were installed close to the bed, to analyze the spatial variation of these parameters. At station 1, three additional probes were installed along the vertical, above the near-bed probe. This enabled the measurement of vertical profiles of concentration and velocity of turbidity currents and the calculation of their layer-averaged flow velocity (U), thickness (H) and concentration (C), by using Ellison and Turner (1959) equations. Using these parameters we calculate the Reynolds number ($Re = UH/\nu$) and the densimetric Froude number ($Fr_d = U/\sqrt{gH \Delta\rho/\rho}$), where g is the acceleration due to gravity ($m\ s^{-2}$), ν is the kinematic viscosity ($m^2\ s^{-2}$) and $\Delta\rho/\rho$ is the density difference between flow and ambient water.

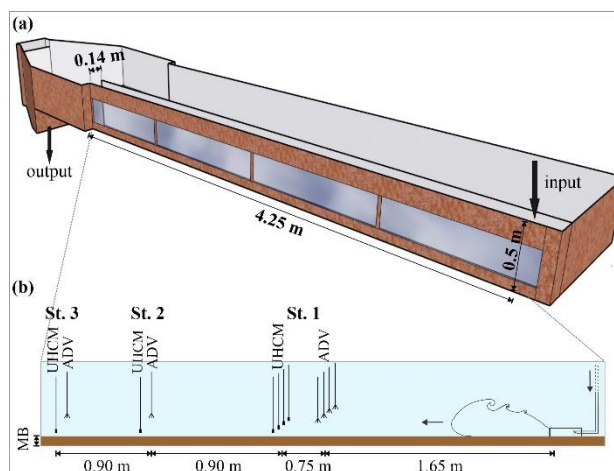


Figure 1.- (a) Experimental flume overview and (b) lateral view and experimental setup. Turbidity currents flowed from right to left.

Turbidity currents were prepared with coal-water mixtures with a volumetric concentration (c_v) of 8%. Three inflow discharges were tested: 20, 30 and 40 $L\ min^{-1}$. Finally, three mobile-bed settings were investigated using melamine (crushed plastic): (1) compact bed, (2) loose and (3) liquefied/fluidized bed.

Compacted bed was created by accommodation the melamine along the bed of the flume. Then, the tank was slowly filled with water. Loose beds were created with the tank already filled with water, by vigorous agitation of the material from mobile bed. The particles freely settled and the bed thickness was smoothed along the flume avoiding bed compaction. Then, the experiment was run as fast as possible (less than 40 min), after the installation of the above-mentioned equipment.

Liquefied/fluidized beds were created by injecting water beneath the mobile using four hoses ($\phi = 1\ cm$) installed along the entire

flume, generating an excess of pore pressure inside the deposit. The fluid discharge was low enough ($\sim 3 \text{ L min}^{-1}$) so the fluid percolated upward between the grains without lifting them.

Results and Discussion

In this study, turbidity currents presented Reynolds numbers (Re) between 3654 and 5734, indicating that the physical model was able to represent the turbulent forces involved in natural-flow events. Moreover, from the nine turbidity-current runs of this study, five were supercritical flows and four subcritical flows.

Figure 2 shows that all turbidity currents decreased their near-bed concentrations (c_b) throughout the flume. Although turbidity currents were depositional flows, c_b values were always higher for those experiments performed over liquefied/fluidized beds (red lines in figure 2), when compared to compacted and loose ones. This indicates that this type of mobile bed allowed the development of turbidity currents of higher capacity of sediment transport. Moreover, the decrease in c_b was smoother between stations 1 and 2, when considering fluidized beds.

The results indicate the influence of the water movement from the mobile bed inside the base of these flows, in terms of sustaining the grains in suspension more effectively. This process added a vertical force on the grains, which acted against their weight and reduced the settling velocity of the grains transported close to the bed.

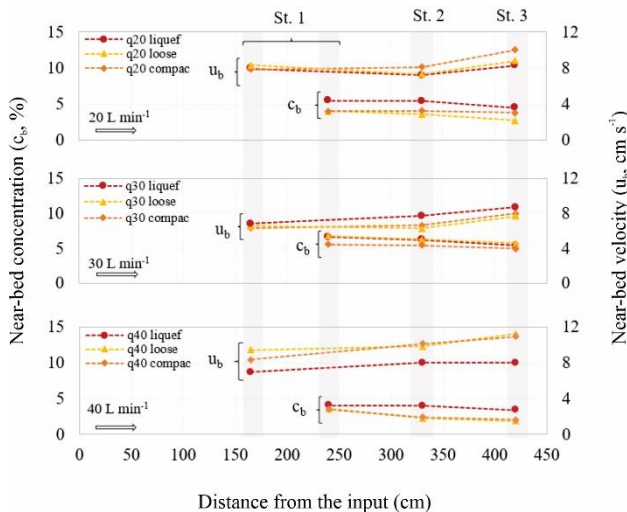


Figure 2.- Turbidity currents near-bed concentrations (c_b) and velocities (u_b). Flows from left to right.

Near-bed velocities (u_b , Fig. 2), on the other hand, were lower in turbidity currents that flowed over liquified/fluidized bed (except for discharge 30 L min^{-1}), in relation to those recorded in loose and compacted-bed runs. In fact, the experiments with higher u_b values were those that developed lower concentrations c_b . This is something new and needs further analysis, since turbidity currents with higher concentrations (higher driving force) are expected to develop higher velocities. However, we suggested that in the reported experiments there may have been processes of internal stratification at the base of the turbidity currents, reflecting lower turbulent velocities and, consequently, lower values of u_b . Furthermore, one should note that in all experiments there was an increment of u_b in Station 3. This station of measurement was installed close to the end of the flume, where there was a rapid flow deformation resulting from the loss of confinement (this is further described by Pohl et al., 2019).

In relation to the dimensionless thickness (δ) of the generated deposits (Fig. 3), all experiments presented similar values from the distance 250 cm to the end of the flume (Fig. 3). However, along the upstream part of the flume, experiments with liquefied/fluidized beds presented deposits with higher slope followed by a thin layer of deposit. We suggest that this caused flow acceleration and thus, a

localized bed erosion, as observed in figure 3.

The grain size (d_{50}) of the sediments collected from the deposits (Fig. 3) were larger along the entire flume for experiments performed with fluidized/liquefied beds. This indicates that this type of mobile bed allowed the development of turbidity currents of higher competence, since larger particles were able to be transported further downstream.

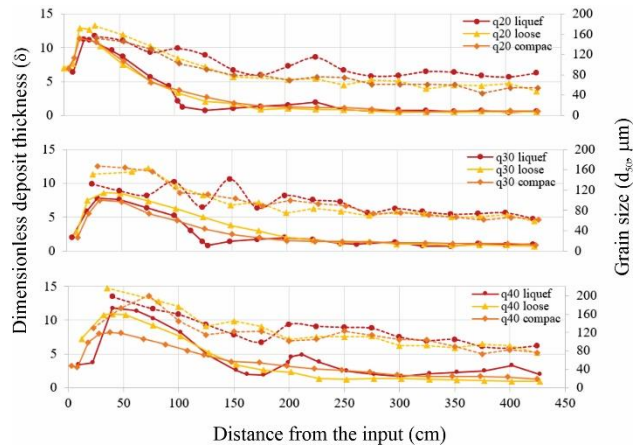


Figure 3.- Dimensionless thickness (δ) and median grain size (d_{50}) of the deposits generated by the tested turbidity currents.

This study showed that liquefied/fluidized beds are likely to improve the capacity and competence of turbidity currents. This supports the hypothesis that liquefaction of loose-packed canyon-floor sand is linked to dense basal-layer turbidity currents observed in nature.

Acknowledgments

We thank Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas (UFRGS-IPH) for the use of facilities, as well as the support staff of the Núcleo de Estudos em Correntes de Densidade (NECOD) laboratory. Special thanks to Petrobras for financial support.

References

- Ellison, T.H. and Turner, J.S. (1959). "Turbulent entrainment in stratified flows". *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 6, pp. 423-448.
- Lowe, D.R. (1975). "Water scape structures in coarse-grained sediments". *Sedimentology*, Vol. 22, pp. 157-204.
- Lowe, D.R. (1976). "Subaqueous liquefied and fluidized sediment flows and their deposits". *Sedimentology*, Vol. 23, pp. 285-308.
- Middleton, G.V. and Hampton, M.A. (1973). "Subaqueous sediment transport and deposition by sediment gravity flows", *Sediment Gravity Flows*, Ch11, pp. 197-218.
- Paull, C.K., Talling, P.J., Maier, K.L., Parsos, D., Xu, J., Caress, D.Q., Gwiazda, R., Lundsten, E.M., Anderson, K., Barry, J.P., Chaffey, M., O'Reilly, T., Rosenberg, K.J., Gales, J.A., Kieft, B., McGann, M., Simmins, S.M., McCann, M., Sumner E.J., Clare, M.A., Cartigny, M.J. (2018). "Powerful turbidity currents driven by dense basal layers". *Nature Communications*, Vol. 9, pp. 1-9.
- Pohl, F., Eggenhuisen, J.T., Tilston, M., Cartigny, M.J.B. (2019). "New flow relaxation mechanism explains scour fields at the end of submarine channels". *Nature Communications*, Vol. 10, pp. 1-8.
- Shanmugam, G. (2021). *Mass transport, gravity flows, and bottom currents*. Ch 3, pp. 126-131. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- Talling, P.T, Paull, C.K., Piper, D.J.W. (2013). "How are subaqueous sediment density flows triggered, what is their internal structure and how does it evolve? Direct observations from monitoring of active flows". *Earth-Science Reviews*, Vol. 125, pp. 244-287.

ANALISE DE DISPOSITIVOS DE PROTEÇÃO CONTRA OS TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS NA ADUTORA SARPCJ NO TRECHO PEDREIRA - CAMPINAS

Daniel Alfonso Sierra, André Luis Sotero Salustiano Martim, Edevar Luvizotto Jr

Doutorando em Engenharia Civil. Professor FEC-FAU. Professor FEC-FAU. UNICAMP, Brasil
d192229@dac.unicamp.br, asmartim@unicamp.br, edevar@unicamp.br

RESUMO:

O sistema adutor regional das bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí (SARPCJ) foi projetado para abastecer 27 municípios e garantir sua segurança hídrica, atualmente se encontra na fase posterior aos estudos de viabilidade. Baseados no estudo de Viabilidade (DAEE, 2017) o presente trabalho faz uma análise de possíveis alternativas de dispositivos de proteção contra os efeitos dos transitórios hidráulicos no trecho que começa no ponto A1 (Canal de Restituição da Barragem de Pedreira) até o ponto B1 (Captação de Campinas no rio Atibaia) percorrendo 20,8 km como um desnível geométrico de 196,9 m. O Método das características (MOC), descrito em Chaudhry (1979), é o mais usado em softwares consolidados como Hammer (da casa Bentley), Dyagats ou Allieve (da universidade de Valencia - UPV), sendo assim, se apresenta a modelação do trecho A1-B1 em Hammer e se testam vários dispositivos de proteção. Adicionalmente as alternativas selecionadas podem ser dimensionadas procurando sua dimensão ótima: maior proteção com as menores dimensões. Sierra (2019) aplicou o algoritmo de *Particle Swarm Optimization (PSO)* para otimizar as dimensões do reservatório hidropneumático inicializando seu método com a equação de Vibert (1950), esta metodologia é aplicada no presente trabalho. As alternativas de proteção analisadas não pretendem substituir um projeto de desenho detalhado final, a motivação é só acadêmica. Se faz preciso mais informação detalhada da adutora para chegar a um dimensionamento preciso, porém o método de análise aplicado pode auxiliar aos engenheiros projetistas nesta tarefa.

ABSTRACT:

The regional water supply system for the hydrographic basins of the Piracicaba, Capivari and Jundiaí rivers (SARPCJ) was designed to supply 27 municipalities and guarantee their water security. It is currently in the phase following the feasibility studies. Based on the Feasibility study (DAEE, 2017) the present work makes an analysis of possible alternatives of protection devices against the effects of hydraulic transients in the pipe stretch that starts at point A1 (Pedreira Dam Restitution Channel) to point B1 (Campinas Catchment in the Atibaia River) covering 20.8 km as a geometric gradient of 196.9 m. The Characteristics Method (MOC), described in Chaudhry (1979), is the most used in consolidated software such as Hammer (from Bentley), Dyagats or Allieve (from the University of Valencia - UPV). Therefore, the modeling of the A1-B1 stretch in Hammer is presented and several protection devices are tested. Additionally, the selected alternatives can be dimensioned by looking for their optimal dimension: the highest protection with the smallest dimensions. Sierra (2019) applied the *Particle Swarm Optimization (PSO)* algorithm to optimize the dimensions of the hydro-pneumatic reservoir initializing his method with the Vibert (1950) equation, this methodology is applied in the present work. The protection alternatives analyzed are not intended to replace a final detailed design project, the motivation is only academic. More detailed information about the pipeline is needed to arrive at an accurate design, but the analysis method applied can help design engineers in this task.

PALAVRAS CHAVES: *Sistema Adutor SARPCJ, Barragem de Pedreira, Dispositivos de proteção, Transitórios Hidráulicos, Modelação Hidráulica.*

INTRODUÇÃO

O Sistema Adutor Regional das bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (SARPCJ) com fontes principais nas barragens de Duas Pontes e Pedreira, foi projetado para garantir a segurança hídrica desta região afetada por os conflitos pelo uso água, a limitação do tratamento de esgoto e os períodos de seca como o do 2013-2014 (DAEE, 2017). O SARPCJ é projetado para abastecer 27 municípios, entre eles: Campinas, Americana, Holambra, Jundiá e Paulínia.

O Relatório Final dos *Estudos De Viabilidade Técnica, Econômica Ambiental Do Sistema Adutor Regional PCJ – SARPCJ* (DAEE, 2017), o qual é a fonte de informação básica do presente trabalho, analisou várias alternativas e esquemas para a distribuição da água bruta. A Alternativa finalmente selecionada se apresenta na Figura 1 onde se separa o sistema em dois trechos: Oeste e Leste. O Trecho Leste desde a barragem de Pedreira A1 até o ponto de captação do Rio Atibaia em Campinas B1, é o foco de análise do presente trabalho.

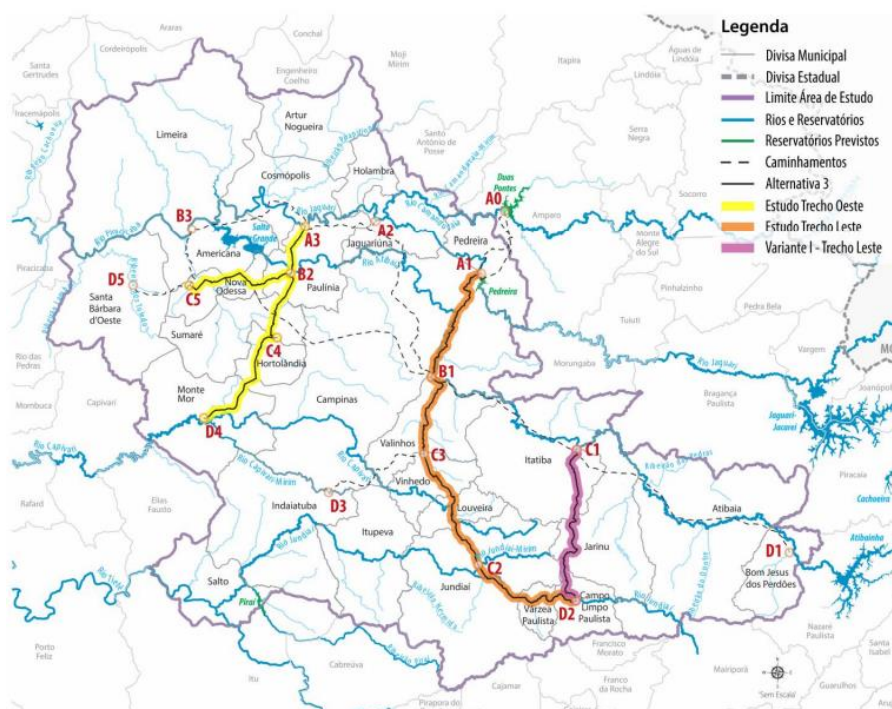


Figura 1.- Esquema geral SARPCJ (fonte: DAEE, 2017)

Toda manobra que mude as condições do escoamento, como fechamento de válvulas ou a parada de bomba, produz um transitório de ajuste entre o escoamento permanente inicial e uma nova condição (permanente final). Os transitórios hidráulicos produzem ondas de sobrepensões e depressões que podem causar rupturas nas adutoras, incorporação de patógenos, macro-cavitação e outros problemas que levam a prejuízo econômico e perda da continuidade do abastecimento de água (Ludecke, 2010). Segundo Fares et al (2010) só nos Estados Unidos e no Canadá, durante o período de 2000 a 2010, se registraram uma média de 700 rompimentos de adutoras por dia, custando mais de CAD\$ 6 bilhões.

No Brasil podem-se encontrar vários exemplos de acidentes em adutoras que causam destruição de infraestrutura é até perdas de vidas. O rompimento da adutora de Campo Grande na zona oeste do Rio de Janeiro em 2013 é especialmente marcante ao deixar 60 pessoas desabrigadas, destruir 17 casas, ferir 16 pessoas e matar uma criança de 3 anos (Gomes et al, 2013). Mais recentemente, uma tubulação rompeu entre Sanharó e Belo Jardim (PE), fevereiro de 2019 (G1 Caruaru, 2019), produzindo um jato de 20 m de altura aproximadamente; em Aparecida de Goiânia (GO) o rompimento de uma tubulação em abril do 2019 produz um buraco de grande dimensão onde

caíram dois carros (Henrique & Martins, 2019) e em outubro de 2019 em Rio de Janeiro (RJ) o rompimento de uma adutora causou o alagamento de ruas e casas, sobre este último a CEDAE declarou: “Devido à falta de energia repentina por parte da concessionária de energia elétrica, duas elevatórias de grande porte tiveram paradas bruscas, o que provocou oscilação de pressão na adutora de água causando vazamento na tubulação” (Platonow, 2018). Levando estes acidentes em consideração é evidente a necessidade de fazer um análise de transitórios na etapa de projeto. No Estudo de Viabilidade o pré-dimensionamento hidráulico só analisou o escoamento permanente.

Tendo em conta que as adutoras podem percorrer topografias diversas e que cada sistema hidráulico é diferente, não se tem uma solução universal para a atenuação dos efeitos danosos dos transitórios. Sendo assim, existem várias ações que podem ser implementadas. Thorley (2004) apresenta uma lista destas possíveis soluções classificando-as em dois grupos: Ação Direta (tubulações com maior resistência, mudanças no percurso, controle no tempo de operação das válvulas e aumento da inercia da bomba) e de Ação Indireta (chaminés de equilíbrio, tanques de compensação, válvulas ventosas, válvulas de alívio e tanques hidropneumáticos). A continuação se descreve o trecho analisado A1-B1, a modelação dos transitórios em Hammer e as alternativas para amortecer os transitórios.

TRECHO A1-B1 / SARPCJ

O trecho A1-B1 é o trecho de maior diâmetro e de maior importância do SARPCJ. Levando em conta a alternativa 3-esquema 1 (implementação recomendada no DAEE, 2017) se apresentam os dados básicos para fazer a modelação:

Tabela 1 – Dados básicos

Grandeza	Magnitude	Unidade
Comprimento, L	20,8	km
Diâmetro, D	1500	mm
Area, A	1,77	m ²
Vazão, Q	2,04	m ³ /s
Velocidade, V	1,15	m/s
Altura Manométrica, H	226	m
Espessuras tubulação de aço, e	6,35 – 7,94 – 9,53 – 12,7 – 15,88 – 19,05 – 22,23	mm

O perfil da adutora é mostrado na



Figura 2 junto com o gradiente hidráulico ou linha piezométrica. As perdas de energia foram calculadas usando a equação universal de perdas, o fator de atrito f calculado segundo a formula de Swamee-Jain mostrado em Porto (2006) com uma rugosidade absoluta para a tubulação de aço de 0,15 mm.



Figura 2- Perfil e linha piezométrica Trecho A1-B1 SARPCJ (fonte: Elaboração Própria)

No item 7.7 do estudo de viabilidade (DAEE, 2017) foi aplicado uma otimização da espessura da chapa de aço para a tubulação. A Sabesp passou vários anos instalando a espessura maior requerida ao longo de toda a tubulação, o que leva a sobrecustos de aproximadamente 250 R a cada mm de aço por metro linear. Portanto se determinaram as pressões do escoamento permanente e se calculou a pressão máxima admissível para cada espessura de aço aplicando a equação (1) e um fator de segurança de 1,5.

$$P_{max} = \frac{\tau_e e}{1,5 \phi} \quad (1)$$

Onde τ_e é a tensão de escoamento do aço ASTM A28D (23.453 m), e a espessura da chapa de aço em mm, ϕ o diâmetro da tubulação em mm e P_{max} a pressão máxima admissível. Com uma espessura mínima de $\frac{1}{4}$ de polegada (6,35 mm) e variando até 22,23 mm foi calculada a pressão máxima admissível para as chapas de aço mostrada na Tabela 2. A espessura do aço foi distribuída ao longo da adutora verificando que a pressão máxima admissível da tubulação de aço não ultrapasse a pressão do escoamento permanente.

Tabela 2 – Pressão Máxima Admissível aço

Espessura aço (polegadas)	Espessura aço (mm)	Pmax (mca)
7/8	22,23	231,7
3/4	19,05	198,6
5/8	15,88	165,5
1/2	12,7	132,4
3/8	9,53	99,3
5/16	7,94	82,8
1/4	6,35	66,2

MODELAÇÃO DO TRANSITÓRIO HIDRÁULICO

Usando o software Hammer (da casa Bentley) o qual implementa o método das características (MOC), foi modelada a adutora simulando uma parada de bomba (*Shut Down After Time Delay*) como cenário mais crítico para o golpe de aríete. Foi usado um perfil simplificado (30 nós com os pontos críticos), o ponto de funcionamento da bomba é de $Q = 2,04 \text{ m}^3/\text{s}$ e $H = 226 \text{ m}$, potência da bomba de 7.348 cv (5484 kW).

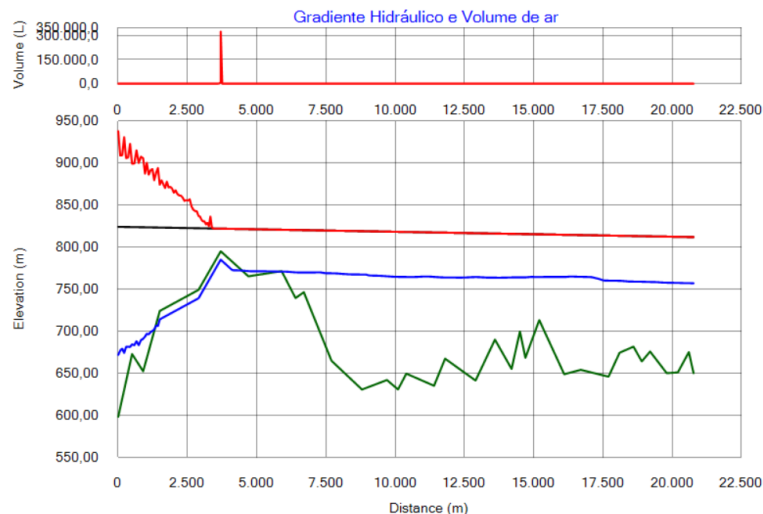


Figura 3 – Envolventes de cargas máximas e mínimas sem proteção

A Figura 3 mostra o resultado da modelação usando o software Hammer. A linha vermelha representa a envolvente de cargas máximas, chegando a 940 m no trecho inicial, a linha azul é a envolvente de cargas mínimas que chega perto à pressão de vapor, apresentando um risco de cavitação, e a linha verde é a linha do perfil do terreno. Na parte superior se apresenta o ar produzido pelas baixas pressões.

Se identificam dois problemas: 1) pressões por cima dos 340 m, lembrando que a tubulação mais resistente projetada no relatório de viabilidade (DAEE, 2017) é de 22,23 mm a qual suporta uma pressão máxima de 231,7 m, portanto se faz necessário algum tipo de mudança ou dispositivo para suportar a pressão adicional do transitório e 2) Risco de cavitação no primeiro trecho, especificamente no ponto mais alto no km 3,7.

ALTERNATIVAS DE PROTEÇÃO

1. Reservatório Hidropneumático

O Reservatório Hidropneumático (RHO) é um dispositivo que se adapta as mais variadas adutoras, amortece as sobrepressões e reduz a pressões baixas contraindo ou expandindo a sua camada de ar. É conformado por um tanque fechado de aço com uma camada de ar e uma camada do fluido transportado no seu interior, conectado diretamente a adutora como se mostra na Figura 4. Existe variadas metodologias para seu dimensionamento as quais permitem mudar as perdas no bocal de entrada e o coeficiente politrópico n que controla o processo termodinâmico de expansão/contração do ar.

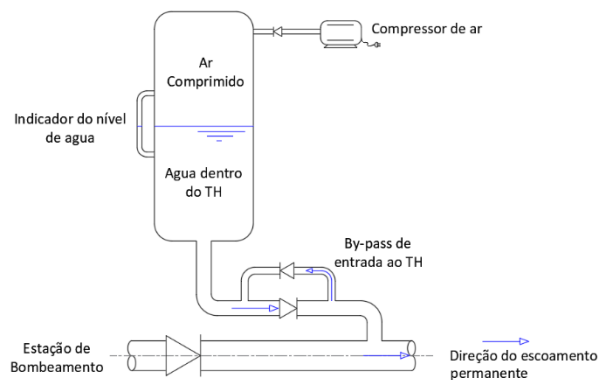


Figura 4 – Esquema RHO (fonte: Sierra, 2019)

Sierra (2019) expõe as metodologias de dimensionamento de RHO de Vibert (1950), Graze & Horlacher (1989), Stephenson (2002) e Lorenzo (2012). O método de Vibert (1950) é o método mais simplificado e direto de aplicar já que não depende de leitura de gráficos e se pode resumir na seguinte expressão:

$$V_o = \frac{V^2}{2g} \frac{L A}{H_o^* \left(\frac{H_o^*}{H_{max}^*} - 1 - LN \left(\frac{H_o^*}{H_{max}^*} \right) \right)} \quad (2)$$

Sierra (2019), apresenta a otimização do dimensionamento do RHO aplicando o algoritmo PSO (*Particle Swarm Optimization*), inicializando com a equação de Vibert (1950) e com a função objetivo de minimizar a diferença entre a carga admissível permitida na instalação e a obtida pelas envoltórias resultantes da simulação (para cada uma das dimensões geradas por cada partícula, que se referem as dimensões do RHO, do enxame mantido pelo PSO). Esta metodologia reduz as dimensões num 36% comparadas com as metodologias clássicas de dimensionamento já citadas. Aplicando a metodologia de Sierra (2019) ao trecho de adutora estudado, com uma pressão máxima admissível de 232 m da tubulação de aço de 22,23 mm, se obtém:

Tabela 3 – Dimensões otimizadas do RHO

Dimensão	
Volume total (m ³)	40,0
Volume inicial de ar (m ³)	16,0
Volume inicial de água (m ³)	24,0
Diâmetro (m)	2,73
Altura (m)	6,8
Pressão máxima na adutora (m)	226
Coefficiente de perdas no bocal de entrada	25
Coefficiente de perdas no bocal de saída	10

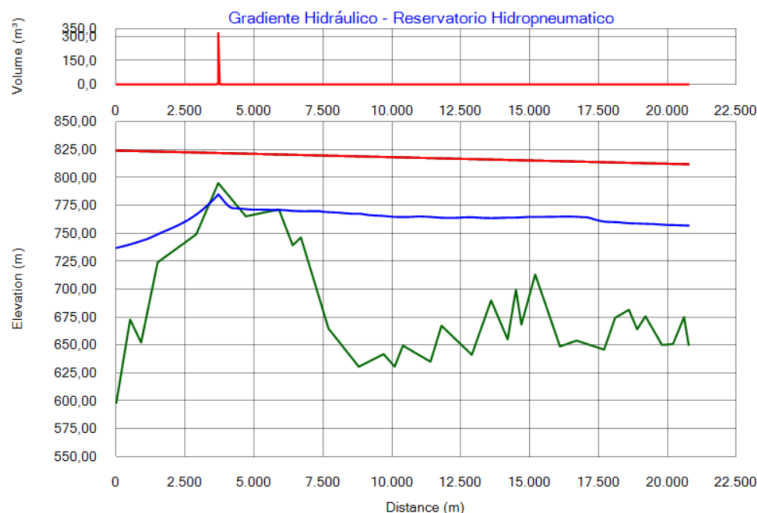


Figura 5 – Envoltórios de máximas pressões com RHO

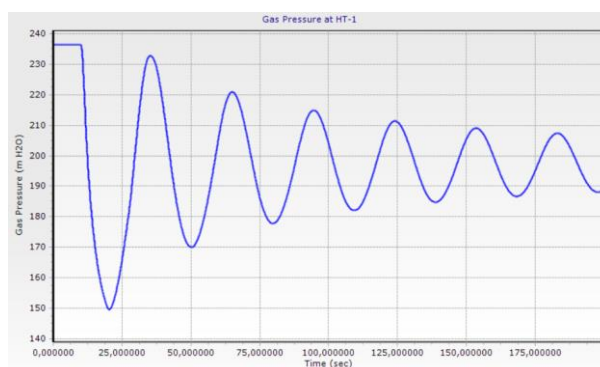


Figura 6 – Flutuação de pressões no interior do RHO

O RHO proposto de 40 m^3 (Tabela 3), foi instalado imediatamente na jusante da bomba já que é o ponto com as maiores pressões durante o transitório. Parmakian (1963) recomenda uma relação de altura/diâmetro de 2,5 e uma relação entre as perdas de entrada no bocal e as perdas de saída de 2,5, estas recomendações foram incorporadas no algoritmo. A modelação em Hammer (Figura 5) mostra que o RHO consegue amortecer as pressões por baixo da pressão máxima admissível da tubulação, igualando a envolvente de pressões máximas com a linha piezométrica inicial do escoamento permanente. O problema da incorporação de ar foi amortecido também, reduzindo o trecho afetado, mas continua no ponto 3,7 km.

2. Aumento da espessura da tubulação de aço

Uma vez que a sobrecarga do transitório, segundo a modelação em Hammer, só excede a carga admissível da tubulação no primeiro trecho, é possível pensar no aumento da espessura da chapa de aço para assim aumentar a pressão admissível e suportar o transitório. Uma tubulação de aço com 34,93 mm (1 3/8 polegadas) de espessura tem uma pressão máxima admissível de 364 m (aplicando a equação 1), portanto, poderia suportar a carga do transitório de 340 m. Está tubulação teria que ser instalada no primeiro quilometro da adutora, trecho com as maiores sobrepensões pelo transitório.

No relatório de viabilidade (DAEE, 2017) a alternativa recomendada foi a Alternativa 3-Esquema 1 com espessura máxima de tubulação de 22,23 mm. Acrescentar a tubulação de 34,93 mm ao longo de 1 km aumentaria os custos inicialmente estimados. Está alternativa pode mitigar os efeitos das sobrepensões, problema 1, mas ainda temos o risco de incorporação de ar pelas baixas pressões.

3. Válvulas Ventosas Anti-ar/vácuo

As válvulas ventosas tem como função principal expulsar o ar do interior do fluido transportado. Já que um dos problemas causados pelo transitório hidráulico é atingir pressões perto da pressão de vapor, as válvulas anti-ar/vácuo poderiam amortecer este efeito.

Tasca et. al. (2019) menciona que no momento da expulsão do ar as colunas líquidas podem se juntar com uma velocidade muito alta produzindo uma onda de sobrepressões ainda maior a pressão sem ventosas. Portanto se precisa controlar a velocidade de expulsão de ar. Tasca. et. al. (2019) aplica a proposta de Koelle (2000), mostrada na figura 7, numa simulação computacional, chegando a concluir que no seu estudo de caso as ventosas ajudam a amortecer as sobrepressões.

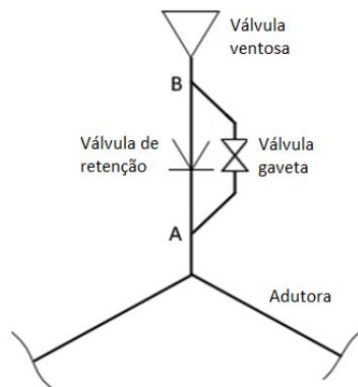


Figura 7 - Válvula gaveta para o controle da expulsão do ar (fonte: Tasca et. al., 2019)

Aplicando o esquema de expulsão de ar estudado por Tasca et. al. (2019) se instalaram ventosas nos pontos altos do primeiro trecho (3,7 km) na saída da bomba e nos pontos altos (abscissas 500 m, 1500 m e 3700 m), de tipo anti-ar/vácuo (*Double Acting*) com um diâmetro de entrada de ar de 100 mm e 500 mm de saída de ar. A envolventes de cargas máximas e mínimas com a instalação das 4 ventosas são mostradas na figura 8:

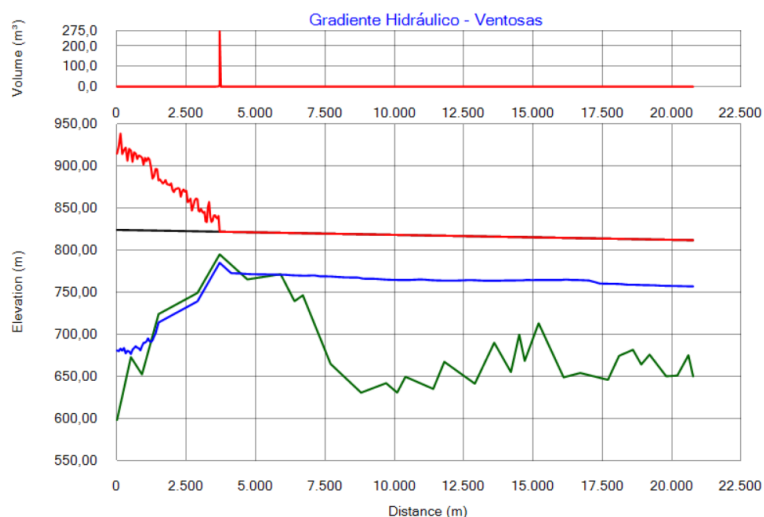


Figura 8 - Envolventes de máximas pressões com Ventosas

As envolventes de cargas máximas e mínimas não mudaram significativamente comparadas com o cenário sem proteção. Se conseguiu uma redução do ar incorporado do 20%.

4. RHO + Ventosas

Finalmente foi avaliado o RHO mostrado na primeira alternativa (40 m^3) com as 4 ventosas anti-ar/vácuo e mudando a última ventosa, no ponto 3,7 km, para um diâmetro de entrada de ar de 500 mm e saída de ar de 1000 mm. A figura 9 apresenta as envoltórias de este cenário:

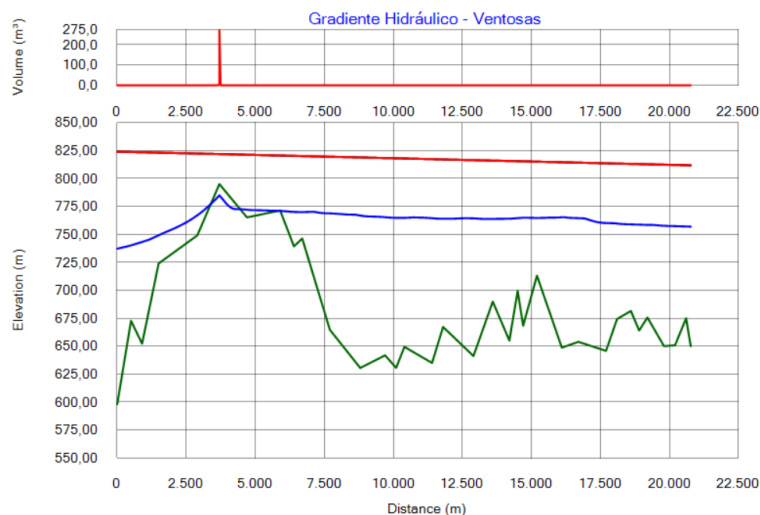


Figura 9 - Envoltórias de cargas máximas com RHO e ventosas

Como já foi mostrado, o RHO consegue atenuar as sobrepressões até igualar a envolvente de carga máxima com a linha piezômetro do escoamento permanente. As pressões mínimas são amortecidas num 90%, mas se continua como o problema de pressões baixas, perto da pressão de vapor, no ponto mais alto da adutora. A presença de ventosas parece que não está ajudando com este problema.

CONCLUSÕES

Foi simulado o efeito do transitório hidráulico sobre o trecho A1-B1 da SARPCJ, ocasionado por parada de bomba por falha no fornecimento de energia, e se verifica que a carga máxima excede a carga máxima admissível da tubulação proposta no relatório de viabilidade. Embora o relatório incorpore um fator de segurança de 1,5 para o cálculo da pressão admissível, é preciso fazer uma análise dos transitórios considerando várias manobras corriqueiras e possíveis acidentes para garantir o funcionamento contínuo da adutora.

Foram avaliadas 4 alternativas de proteção contra os efeitos dos transitórios hidráulicos: Reservatório Hidropneumático (RHO), Aumento da espessura da tubulação, Válvulas ventosas anti-ar/vácuo e a combinação de RHO mais válvulas ventosas.

As duas primeiras alternativas (RHO e aumento da espessura da tubulação) oferecem a maior proteção conseguindo amortecer ou suportar a carga máxima do transitório. Porém no ponto 3,7 km continua presente uma pressão mínima perto da pressão de vapor que poder gerar cavitação.

As alternativas precisam de uma análise econômica para permitir escolher a que ofereça maior segurança. Mesmo que uma alternativa tenha o menor custo e que amortecia as sobrepressões e depressões, é recomendado instalar mais de um dispositivo para garantir a segurança redundante em caso de falha.

Se reitera que o dimensionamento e as propostas de dispositivos aqui mostradas são só um exercício acadêmico e que se precisa de um projeto de desenho a detalhe para definir os melhores dispositivos e suas dimensões.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS

- Chaudhry, M. H (1979).** *Applied Hydraulic Transients*. New York: Van Nostrand Reinhold.
- DAEE (2017).** Secretaria de Saneamento e Recursos Hídricos de SP – Departamento de Águas e Energia Elétrica. *Estudos de Viabilidade Técnica, Econômica e Ambiental do Sistema Adutor Regional PCJ- SARPCJ*.
- Fares, Hussam; Zayed, Tarek (2010).** “Hierarchical fuzzy expert system for risk of failure of water mains”. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, v. 1, n. 1, p. 53-62, 2010.
- G1 Caruaru (2019).** “Tubulação da Adutora de Agreste estoura e causa vazamento de água às margens da BR-232.” *G1.Globo.com*. 12 fev 2019. Disponível em: <https://g1.globo.com/pe/caruaru-regiao/noticia/2019/02/12/tubulacao-da-adutora-do-agreste-estoura-e-causa-vazamento-de-agua-as-margens-da-br-232.ghtml>.
- Gomes, Marcelo; Torres, Sergio, Cudishevitch, Clarice (2019).** “Rompimento de adutora mata criança, destrói 17 casas e deixa 60 desalojadas no Rio”. *Estadão.com.br, São Paulo*, 30 jul. 2013, 16:45. Disponível em: <https://brasil.estadao.com.br/noticias/geral,rompimento-de-adutora-mata-crianca-destroi-17-casas-e-deixa-60-desalojadas-no-rio,1058788>.
- Graze, H. R.; Horlacher, H. B (1989).** “Design of optimum sized air cushion surge chambers”. *In: Proc., 6th Int. Conf. Pressure Surges*. Cambridge, UK: BHRA. p.383-397.
- Henrique, Guilherme; Martins, Vanessa (2019).** “Rompimento de adutora cria buraco em rua e causa acidentes em Aparecida de Goiânia”. *G1.Globo.com*. 12 abr. 2019. Disponível em: <https://g1.globo.com/go/goias/noticia/2019/04/12/rompimento-de-adutora-cria-buraco-em-rua-e-causa-acidentes-em-aparecida-de-goiania.ghtml>.
- Koelle, E (2000).** *Análise de válvulas de ar e ventosas*. São Paulo: Sabesp, 2000.
- Lorenzo, Espitia Miguel Ángel (2012).** *Proyecto Mecanico de la Estacion de Bombeo PB1 del Acueducto Zapotillo-Altos de Jalisco-Leon, Mexico*. Tesis para obtener el titulo de Ingeniero Mecanico. Universidad Nacional Autonoma de Mexico. Facultad de Ingenieria.
- Lüdecke, H, J; Kothe, B (2010).** *KSB Know-how Water Hammer*. 2010
- Mendes, L, F, M (2011).** *Métodos clássicos de proteção de sistemas elevatórios contra o golpe de aríete*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Parmakian, J (1963).** *Waterhammer Analysis*. Dover Publications, New York. 1963.
- Platonov, Vladimir (2010).** “Rompimento de adutora alaga casas e danifica carros no Rio”. *Agenciabrasil.etc.com.br*. Rio de Janeiro. 31 oct. 2010. Disponível em: <http://agenciabrasil.etc.com.br/geral/noticia/2018-10/rompimento-de-adutora-alaga-casas-e-danifica-carros-no-rio>.
- Porto, Rodrigo de Melo (2006).** *Hidráulica Básica. 4ª Edição Revisada*. Departamento de Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP).
- Sierra, Daniel Alfonso (2019).** *Otimização do Dimensionamento de Tanques Hidropneumáticos para Proteção contra Transitórios Hidráulicos*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, FEC-FAU. Unicamp.
- Stephenson, D (2002).** “Simple Guide for Design of Air Vessels for Water Hammer Protection of Pumping Lines”. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128. pp. 792 – 797. 2002.

Tasca, Elias Sebastião Amaral; Luvizotto, Edevar Junior; Dalfré, José Gilberto Filho (2019). “Os perigos advindos de válvulas de ar em sistemas adutores e duas soluções eficazes testadas computacionalmente”. *Revista DAE* | núm. 215 | vol. 67 | janeiro a março de 2019.

Thorley, A, R, D (2004). *Fluid Transients in Pipeline Systems – A Guide to the Control and Suppression of fluid Transients in Liquids in Closes Conduits*. ASME Press. Segunda Edição.

Vibert, A (1950). “La Protection des Conduites de Refoulement contre les Surpressions (Pumping Systems Protection against Overpressures)”. *Le Génie Civil, Tome CXXVII – N° 6*, March. p.107-110.

APLICAÇÃO DE MODELAGENS FÍSICA E COMPUTACIONAL EM ENSAIO DE DESVIO DE RIO

Iversom dos Santos Castro¹, Jhony Tatsuo Misawa², José Junji Ota³

¹iversom_scastro@hotmail.com, ²jhony_12@me.com, ³ota.dhs@ufpr.br

RESUMO:

Modelos hidráulicos reduzidos (MHR) são utilizados para complementar e confirmar as propriedades hidráulicas de um projeto, além de permitir o estudo de fenômenos hidráulicos em menor escala. Mas devido aos altos custos, os modelos em escala são utilizados apenas em obras de grande porte.

Por esta razão, o uso e aceitação de modelos computacionais está se tornando cada vez mais comum. Este é o resultado de uma constante evolução da capacidade computacional, possibilitando a resolução de modelos cada vez mais complexos. Perante esses avanços, torna-se necessária a análise comparativa das grandezas entre modelo físico e computacional, confrontando a precisão dos resultados entre os modelos, para que assim, permita-se uma adequação do uso de modelos computacionais em diferentes etapas de projetos hidráulicos, bem como aferir a precisão dos resultados em cada modelagem numérica.

Nesse sentido, este estudo consiste em uma análise comparativa dos resultados obtidos da modelagem computacional bidimensional, utilizando o software *River2D*, em confronto com resultados obtidos do MHR no ensaio de desvio de rio pelo método de lançamento em ponta de aterro da UHE Baixo Iguaçu, realizado pelo Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza (CEHPAR).

ABSTRACT:

Reduced hydraulic models (RHM) are used to complement and confirm the hydraulic properties of a project, in addition to allowing the study of hydraulic phenomena on a smaller scale. But due to high costs, scale models are only used in large projects.

For this reason, the use and acceptance of computational models is becoming more and more common. This is the result of a constant evolution of computational capacity, enabling the resolution of increasingly complex models. In view of these advances, it is necessary to carry out a comparative analysis of the magnitudes between the physical and computational models, comparing the accuracy of the results between them, so that, it is possible to adapt the use of computational models in different stages of hydraulic projects, as well as how to check the accuracy of the results in each numerical modeling.

This study consists of a comparative analysis of the results obtained from the two-dimensional computational modeling, using the *River2D* software, and data obtained from the RHM in the river diversion test by the end tip closure method of the UHE Baixo Iguaçu, performed by the Hydraulic and Hydrology Center Professor Parigot de Souza (CEHPAR).

PALAVRAS-CHAVE: Modelo hidráulico reduzido, modelagem computacional bidimensional, desvio de rio.

INTRODUÇÃO

A operação de fechamento ou desvio de rios é um estágio decisivo na construção de obras hidráulicas. O efeito gerado pelo fechamento de canais de água corrente depende diretamente de diversas características naturais dos próprios canais, as quais estão intimamente conectadas com o desenvolvimento do projeto como um todo.

O bom planejamento do ensecamento do canal é também determinante para o período de execução do projeto, devido à dependência de características ambientais, principalmente a sazonalidade. O que releva ainda mais a importância desse processo e denota a necessidade de uma elucidação completa para que seja obtida a solução ideal.

A solução adotada para a construção da UHE Baixo Iguaçu, objeto deste estudo, foi de um desvio realizado em duas etapas pelo método de lançamento em ponta de aterro, avançando primeiramente dois cordões de pré-ensecadeiras, para que posteriormente fosse confeccionada a ensecadeira.

Este artigo tem como objetivo realizar uma análise comparativa entre os resultados da modelagem computacional bidimensional, utilizando o software *River2D* e resultados obtidos de Modelo Hidráulico Reduzido (MHR) do ensaio de desvio de 1ª fase da UHE Baixo Iguaçu, realizado no Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza (CEHPAR).

DOMÍNIO ESTUDADO

O domínio estudado (Figura 1) corresponde a um trecho de aproximadamente 5,47 km² de área e 4 km de extensão do Rio Iguaçu, região em que foi instalada a Usina Hidroelétrica Baixo Iguaçu, localizada no Paraná entre os municípios de Capanema e Capitão Leônidas Marques.



Figura 1. - Trecho do Rio Iguaçu estudado.

O trecho em questão caracteriza-se pela presença de leito rochoso, podendo ser visto diversos afloramentos rochosos. Detectou-se a existência de diversas corredeiras e controles hidráulicos ao longo do domínio estudado.

DEFINIÇÃO DAS GEOMETRIAS

Para a definição do leito do rio e do eixo das ensecadeiras, foram utilizados dados topobatimétricos obtidos de campanhas de campo, que geraram uma nuvem de pontos, a qual foi utilizada

para a construção do modelo físico e também para a modelagem das superfícies do modelo numérico (Figura 2), que foi realizada utilizando o software AutoCAD Civil 3D.

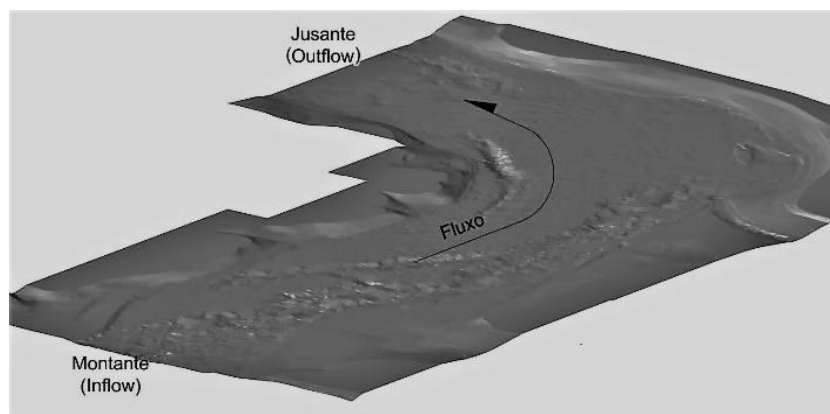


Figura 2. - Superfície do leito do rio gerada a partir da nuvem de pontos.

MODELO HIDRÁULICO REDUZIDO

O modelo geral foi projetado e construído, na escala geométrica 1:100 e operado segundo critério de semelhança de Froude e em acordo com as especificações técnicas do projeto.

O leito e a topografia das margens do rio Iguaçu foram reproduzidos mediante a locação de 751 seções transversais divididas em 7 lotes. Em cada lote o espaçamento entre as seções foi correspondente a 30 m no protótipo.

Os níveis de água no modelo foram lidos por meio de régua linimétrica, implantadas ao longo do modelo em locais de interesse de estudo ou em posições equivalentes aos locais das régua existentes no protótipo. Para efeito de calibragem do leito do rio foram implantadas do modelo 06 régua linimétrica e mais 19 pontos de medição ao longo das margens.

MODELO COMPUTACIONAL RIVER2D

O *River2D*, software de fluidodinâmica desenvolvido pela Universidade de Alberta – Canadá, utiliza as equações governantes de Saint-Venant em modelo numérico chamado de modelo de profundidade média (R2DH), que é fundamentado nos princípios de conservação de massa, conservação da quantidade de movimento e outras leis constitutivas de forças resistentes e propriedades do fluido (Steffler e Blackburn, 2002).

A "construção" e execução do modelo computacional é dividida em 5 etapas, iniciada pela geração da geometria do terreno em um software de modelagem 3D, nesse estudo primeiramente foi constituída a modelagem do leito do rio e posteriormente foram implementadas as fases de avanço dos cordões das pré-ensecadeiras, as quais foram definidas de acordo com as realizadas na modelagem física.

Posteriormente são extraídos os pontos correspondentes às superfícies produzidas para um arquivo de texto, o qual, é na sequência utilizado na extensão *R2D_bed* do *River2D* onde é constituída a distribuição uniforme de nós (*uniform fill*) com espaçamentos definidos, e também são definidos os limites do modelo (*boundary segments*).

Em seguida, o arquivo *.BED* gerado na etapa anterior é empregado na extensão *R2D_mesh* do *River2D* onde é realizada a produção da malha a partir da triangulação dos nós, no processo final da geração da malha são definidas as condições de contorno iniciais, a vazão de entrada e os níveis de água a montante e a jusante do modelo.

Por fim é realizada a execução do modelo em escoamento permanente (*steady flow*) no *River2D*.

CALIBRAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

A etapa que precede as avaliações comparativas entre os modelos utilizados é denominada calibração do modelo, e se faz necessária para ajustar os parâmetros utilizados nas simulações computacionais. Esta análise de sensibilidade foi realizada avaliando os parâmetros de rugosidade, resolução da malha computacional e coeficientes de viscosidade turbulenta.

Para a avaliação da sensibilidade com relação aos parâmetros acima citados foram realizadas 30 simulações utilizando a batimetria do leito do rio para a vazão de 2.440 m³/s, tomando como referência os níveis de água medidos em 18 réguas linimétricas instaladas nas margens do modelo reduzido e também das réguas instaladas em campo.

Por fim, foram selecionados 8 testes nos quais as mudanças na parametrização do modelo computacional representaram com melhor aderência os níveis de água observados no modelo físico. O comparativo dos níveis de água obtidos nesses testes estão representados nas Figuras 3 e 4.

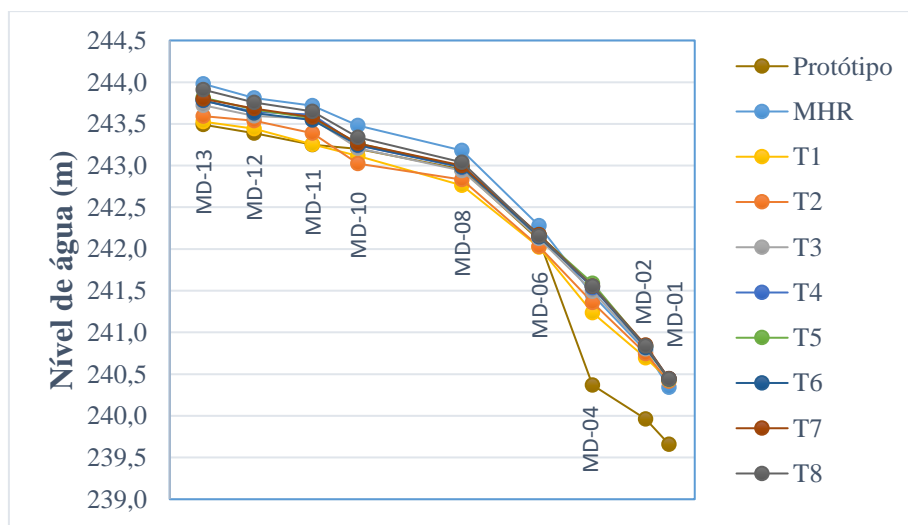


Figura 3.- Níveis de água margem direita.

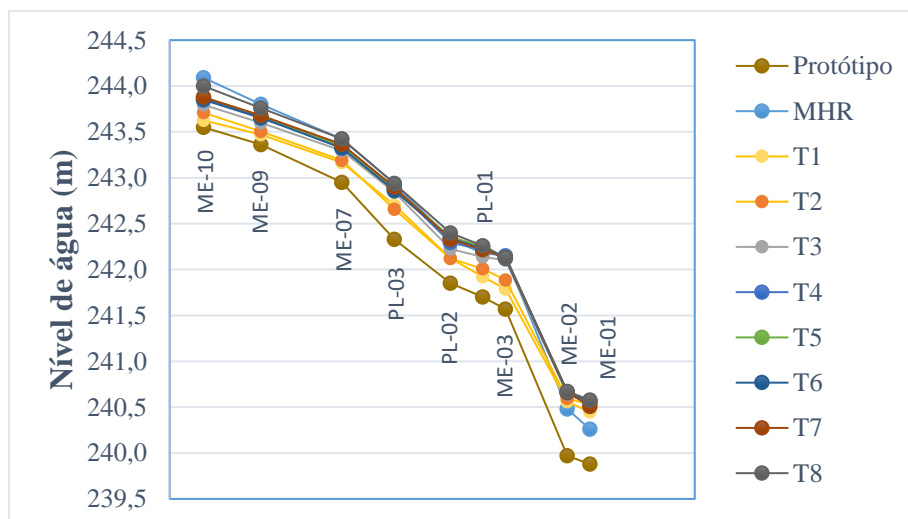


Figura 4. - Níveis de água margem esquerda.

Após a execução dos testes de calibragem, foram adotadas as configurações do teste T8 para as simulações de avanço das enseadeiras. O teste T8 apresentou maior controle nas corredeiras presentes no rio, elevando os níveis de água a valores próximos dos observados em protótipo e no MHR.

Parâmetros adotados e condições de contorno:

- Rugosidade (Manning) de 0,042 na margem esquerda e 0,048 na direita;
- Malha uniforme com nós espaçados em 25 m;
- Refinamento automático para Froude > 0,3 e profundidades > 3 m;
- Vazão de 2.440 m³/s;
- Nível de água a montante 243,95 m;
- Nível de água a jusante 240,36 m.

AVANÇO DAS ENSECADEIRAS

A definição das fases de ensecamento procedidas nas análises do modelo computacional foi realizada com base nas 9 fases que foram determinadas na modelagem física, as quais foram estabelecidas a partir do avanço dos dois cordões da pré-ensecadeira, condicionados ao princípio do carregamento de material móvel.

A construção dos cordões da pré-ensecadeira no modelo reduzido no laboratório foi realizada para a vazão de protótipo de 2.440 m³/s e seguindo a premissa de projeto, foi realizado o avanço do cordão interno com o adiantamento de no mínimo 20 m em relação ao cordão externo. Essa metodologia foi adotada com a intenção de fazer com que o cordão interno protegesse o avanço do cordão externo, evitando o arraste de material para o interior da praça de vedação.

Definidas as fases de avanço, foram realizadas as simulações para cada uma delas, seguindo a estrutura representadas na Figura 5.

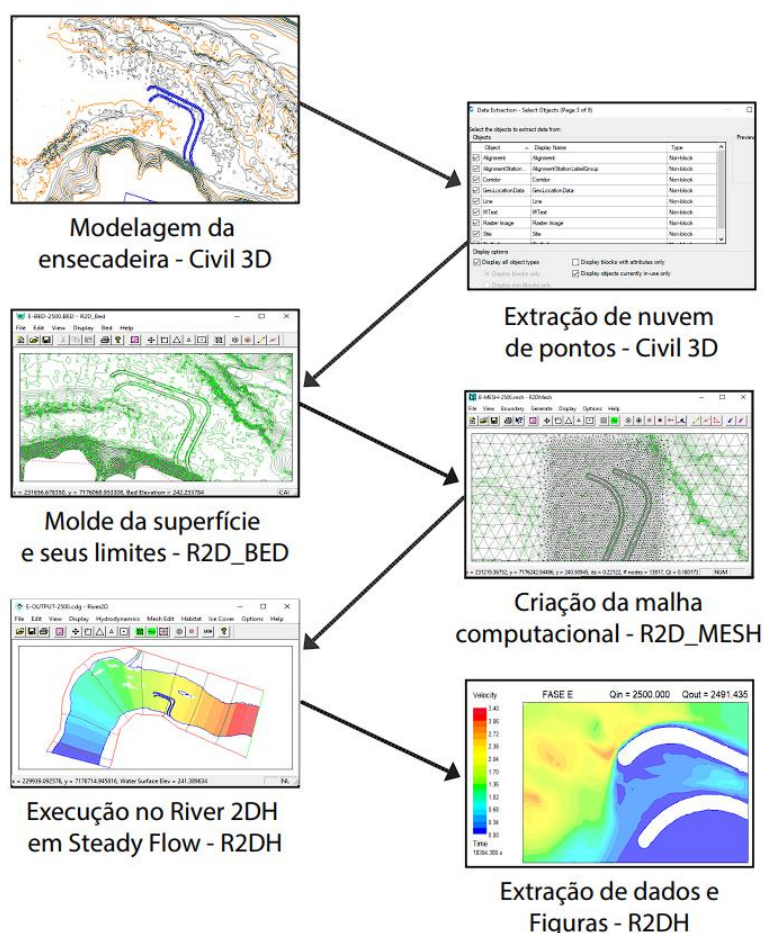


Figura 5. - Procedimento de simulação.

RESULTADOS

Velocidades nas pontas de aterro:

A avaliação das velocidades nas pontas de aterro de cada avanço simulado, foco principal deste estudo, foi realizada a partir da extração de dados de pontos distribuídos na extremidade das ensecadeiras, entre a linha de água e o pé das mesmas.

O método mais preciso de medição de velocidade na ponta de aterro segundo Dalmora (2015), seria por meio de extração de dados via "probes" (pontos sensores), em diversas profundidades na região. Porém o modelo R2DH considera os elementos de profundidade como unitários, o comprimento de cada elemento é equivalente à profundidade média do próprio, onde é extraída a velocidade média da seção (Steffler e Blackburn, 2002). A Figura 6 apresenta a zona de medição de velocidade e os elementos computacionais exemplificados.

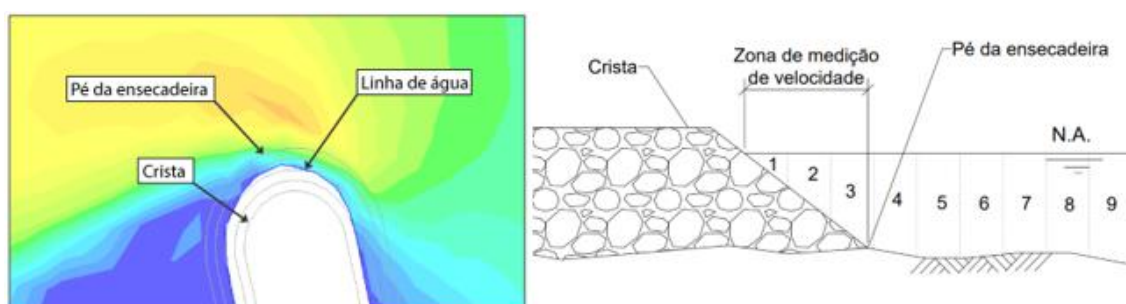


Figura 6.- Zona de medição de velocidade.

Na Tabela 1, apresentam-se as velocidades medidas em cada fase de avanço no modelo computacional e no modelo físico.

Tabela 1.- Velocidades medidas MHR e River2D

Fases	Velocidade MHR [m/s]		Velocidade R2DH [m/s]		Diferença [m/s]	
	Cord. Interno	Cord. Externo	Cord. Interno	Cord. Externo	Cord. Interno	Cord. Externo
Inicial	-	-	-	-	-	-
A	2,60	2,40	2,58	2,03	0,02	0,37
B	-	2,10	2,05	1,59	-	-
C	-	-	1,43	1,30	-	-
D	-	-	0,65	2,13	-	-
E	-	-	0,04	1,98	-	-
F	1,20	1,60	1,08	1,33	0,12	0,27
G	2,10	3,20	2,18	3,31	-0,08	-0,11
H	-	1,90	0,02	1,86	-	0,04
I	-	-	-	-	-	-

Materiais lançados:

O estudo das velocidades atuantes nas pontas de aterro, foi o maior enfoque deste estudo a fim de realizar-se uma análise comparativa entre os diâmetros dos enrocamentos utilizados para construção do modelo físico, com os obtidos segundo o princípio da velocidade média crítica de arraste de materiais, que representa a velocidade incipiente do movimento de corpos em água corrente (Izbash, 1936). Para velocidades superiores à crítica, o material particulado é passível de ser arrastado de sua posição para a jusante ou mesmo de ser transportado pelo fluxo do rio, comprometendo a estabilidade do talude.

As Equações [1] e [2], definidas por Pinto (1977), representam de maneira simplificada e suficiente as velocidades médias críticas para enrocamentos segundo seus diâmetros médios para duas condições de suporte, observadas na Figura 7.

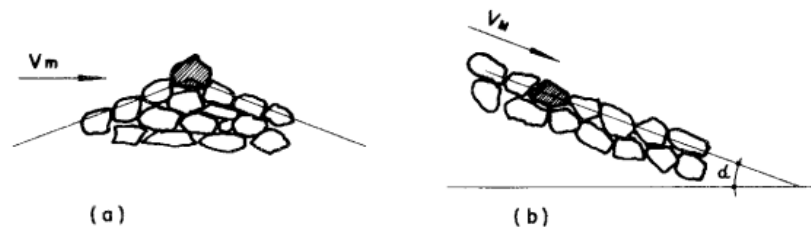


Figura 7. - Rochas em diferentes condições de apoio em uma ensecadeira. Fonte: Pinto, 1977

$$V_m = 5\sqrt{d} \quad [1]$$

$$V_M = 7\sqrt{d} \quad [2]$$

Izbash (1936) distingue as duas posições da rocha com relação ao seu apoio sobre as demais, na posição (a), a partícula não conta com apoio lateral, como acontece com as pedras situadas na crista de barragens. A posição (b) corresponde à pedra que se situa no mesmo plano que suas vizinhas, apresentando, naturalmente, maior resistência ao arraste pela corrente, na situação típica das demais configurações.

Para definição dos diâmetros dos materiais segundo as velocidades extraídas do modelo computacional foi utilizada a Equação [1], que reproduz a condição mais extrema de apoio da rocha e que se assemelha com as condições em que os particulados se situam nas pontas de aterro.

No MHR construído no CEHPAR foram utilizados materiais de 3 diâmetros para a confecção dos cordões da ensecadeira, na Tabela 2 estão expostas as velocidades médias críticas de arraste calculadas para os materiais depositados no modelo físico.

Tabela 2. - Velocidades médias críticas dos materiais utilizados na construção da ensecadeira

Material	Diâmetro Médio [m]	V_m [m/s]
I	0,20	2,24
II	0,38	3,08
IIIA	0,56	3,74

Conhecidas as velocidades médias críticas dos materiais de construção, foi possível definir os diâmetros necessários para a construção dos cordões segundo as velocidades aferidas no modelo computacional para cada fase, contidas na Tabela 1 e representadas graficamente na Figura 8. E realizar a comparação desses materiais com os utilizados nos avanços realizados no modelo físico retratados na Tabela 3.

Tabela 3. - Materiais lançados no MHR e calculados no modelo computacional

Fases	Material MHR		Material R2DH	
	Cord. Interno	Cord. Externo	Cord. Interno	Cord. Externo
Inicial	I	I	I	I
A	I	I	I	I
B	II	I	II	I
C	I	I	I	I
D	I	II	I	I
E	I	IIIA	I	I
F	I	II	I	I
G	I	I	I	I
H	I	II	I	IIIA
I	I	I	I	I

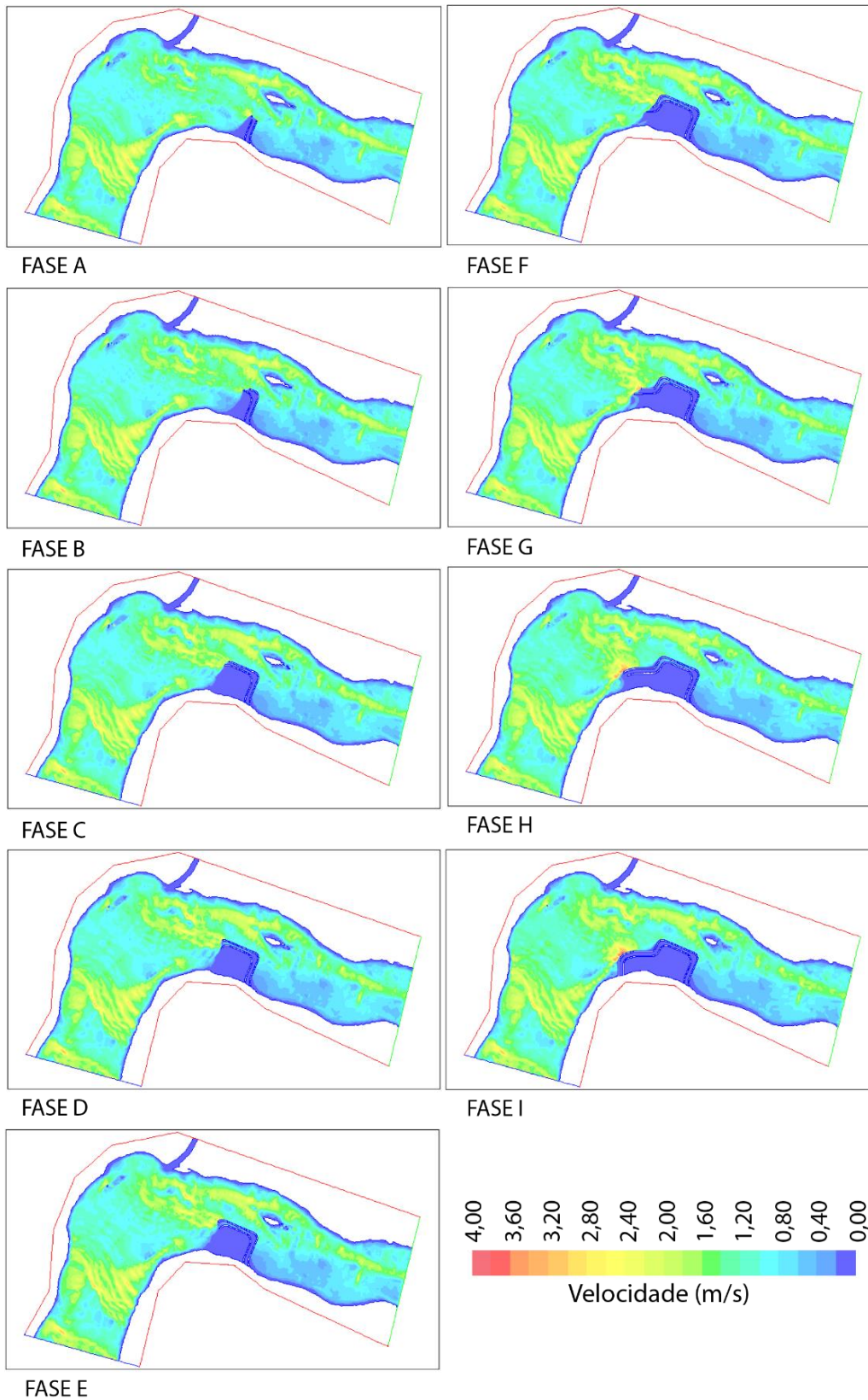


Figura 8. - Campos de velocidades de cada fase de avanço.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aplicação do software *River2D* na modelagem de desvio de rios pelo método de lançamento em ponta de aterro mostrou-se como uma boa alternativa para estudos preliminares ou complementares a estudos em modelos hidráulicos reduzidos, demandando baixo custo computacional e breve tempo de simulação.

De maneira geral os resultados encontrados foram consistentes, com exceção as 3 fases de avanço do cordão externo da pré-ensecadeira em que os diâmetros de materiais encontrados segundo o método de Izbash foram menores do que os utilizados na construção dos cordões no modelo físico, que não sustentariam a estabilidade do talude.

Porém, é mais plausível que essas inconsistências estejam relacionadas com uma limitação mais expressiva da metodologia do que do software, é provável que se realizadas mais iterações, avanços intermediários entre fases, ou ainda com a aplicação de malhas mais refinadas, que essas incoerências sejam corrigidas. Ambas as soluções elevariam o tempo de processamento das simulações.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Federal do Paraná e ao CEHPAR (Lactec – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento) pelo apoio técnico e infraestrutura para o desenvolvimento deste estudo.

REFERÊNCIAS

- Castro, I. S. e Misawa, J. T.** (2022). Aplicação de Modelagem Física e Computacional em Ensaio de Fechamento de Rio. Trabalho de conclusão de curso. Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR.
- Chow, V.** (1959). Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book company.Inc.
- Dalmora, C.** (2015). Construção de ensecadeiras em água corrente estudo da estabilidade de material lançado em ponta de aterro. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental – Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR.
- Dettmer, P. e Dornelas, R.** (2014). Estudos hidráulicos em modelo reduzido da UHE Baixo Iguaçu - Estudo do desvio de 1ª Fase. Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento – Lactec.
- Fortuna, A.** (2000). Técnicas Computacionais para Dinâmica dos Fluidos: Conceitos Básicos e Aplicações. Editora da universidade de São Paulo.
- Friedrich, M.** (2004). Aplicação de Modelagem Física e Computacional a um Escoamento Fluvial. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental – Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR.
- Izbash, S. V.** (1936). Construction of Dams by Depositing Rock in Running Water. Second Congress on Large Dams, Washington, D. C.
- Izbash, S. V.** (1959). Hydraulics of River Channel Closure. McGraw-Hill Book company.inc.
- Pecinni, B.** (2016). Aplicação do modelo River2D em estudos de desvio de rios. Pós-Graduação em Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade Estadual de Campinas. Campinas – SP.
- Pinto, N. L. S.** (1977). Contribuição ao Estudo das Barragens de Enrocamento Construídas em Água Corrente. Tese de livre docência apresentada para o concurso de Professor Titular do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR.
- Steffler, P. e Blackburn, J.** (2002). Introduction to Depth Averaged Modeling and User's Manual. University of Alberta.

IMPLANTAÇÃO DE DISPOSITIVO DE CAVITAÇÃO EM LABORATÓRIO DE HIDRÁULICA PARA ESTUDO DE SUPERFÍCIES DE CONCRETO

Mauricio Dai Prá¹, Marcelo Giulian Marques¹, Eder Daniel Teixeira¹, Luiz Augusto Magalhães Endres¹, Daniela Guzon Sanagiotto¹, Aline Saupe Abreu¹, Pedro Guido Mottes Bassegio¹, Priscila Maria Kipper¹, Edgar Fernando Trierweiller Neto², Alba Valéria Brandão Canellas²

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil, ² Eletrobrás Furnas, Brasil

mauricio.daipra@ufrgs.br, mmarques@iph.ufrgs.br, eder.teixeira@ufrgs.br, endres@ufrgs.br, dsanagiotto@ufrgs.br, alsaupe@gmail.com, pedroguido33@hotmail.com, priscila_kipper@hotmail.com, edtrier@furnas.com.br, alba@furnas.com.br

RESUMO:

Em virtude da cavitação caracterizar-se como um fenômeno de alta complexidade, a construção de instalações experimentais apresenta-se como uma alternativa para analisar, avaliar e compreender sua manifestação em estruturas de concreto de diversas obras hidráulicas. Neste contexto, realizou-se o projeto e execução de um dispositivo para avaliação do fenômeno da cavitação em estruturas de concreto nas dependências do Laboratório de Obras Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LOH/UFRGS). O dispositivo de cavitação implantado no LOH teve como base a instalação experimental construída pelo Laboratório de Hidráulica do *United States Bureau of Reclamation* (USBR). Neste trabalho serão apresentadas as estruturas, equipamentos e mecanismos projetados e instalados para obter as condições de ensaio necessárias visando avaliar os efeitos da cavitação em blocos de concreto cujas relações água/cimento variam de 0,35 a 0,70. Além das diferentes relações água/cimento dos blocos de concreto serão avaliadas diferentes concentrações de ar incorporado ao escoamento e os efeitos provocados pela cavitação nos blocos submetidos ao dispositivo implementado.

ABSTRACT:

As cavitation is characterized as a phenomenon of high complexity, the construction of experimental installation presents itself as an alternative to analyze, evaluate and understand its manifestation in concrete structures of several hydraulic works. In this context, the design and execution of a device for evaluating the phenomenon of cavitation in concrete structures was carried out on the premises of the Laboratory of Hydraulic Works of the Federal University of Rio Grande do Sul (LOH/UFRGS). The cavitation device implanted in the LOH was based on the experimental installation constructed by the Hydraulics Laboratory of the United States Bureau of Reclamation (USBR). In this work, the structures, equipment and mechanisms designed and installed will be presented to obtain the necessary test conditions in order to evaluate the effects of cavitation in concrete blocks whose water/cement ratios vary from 0.35 to 0.70. In addition to the different water/cement ratios of the concrete blocks, different concentrations of air incorporated into the hydraulic flow and the effects caused by cavitation on the blocks subjected to the implemented device will be evaluated.

PALAVRAS-CHAVES: instalação hidráulica experimental, cavitação.

APRESENTAÇÃO

O concreto consiste no material estrutural de maior emprego em diferentes obras de engenharia. Dentre estas podem ser citadas as estruturas hidráulicas de barragens, como, por exemplo, vertedouros e bacias de dissipação. Invariavelmente, nesses tipos de estruturas, o concreto está sujeito a solicitações e esforços hidrodinâmicos significativos, podendo propiciar condições de ocorrência do fenômeno da cavitação.

A cavitação é descrita como a formação de bolhas de vapor e seu posterior colapso dentro de um fluxo de água, a partir do aumento de velocidade do escoamento e da queda brusca de pressão. Estas bolhas de vapor ao serem transportadas para regiões de elevadas pressões, tendem a implodir próximas à superfície da estrutura, ocasionando a deterioração local do concreto em questão (PINTO et al, 1988; FALVEY, 1990).

Embora haja inúmeros trabalhos na área, segundo Kormann (2002) a cavitação se trata de um dos fenômenos mais complexos de serem estudados na hidráulica. Devido suas particularidades e o elevado número de parâmetros relacionados com o fenômeno, seu estudo em campo se torna inviável em condições naturais de ocorrência. Assim, a utilização de modelos reduzidos e instalações experimentais implementadas em laboratório são amplamente utilizadas por diversos autores para a avaliação dos danos causados nas estruturas hidráulicas (de forma direta ou indireta).

Este trabalho aborda a utilização de dispositivo voltado à formação de cavitação implementado em condições de laboratório. O dispositivo de cavitação a ser apresentado foi implementado no Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Serão apresentados os principais detalhes envolvendo os componentes do sistema, o circuito hidráulico e o sistema de ar comprimido, além das condições hidráulicas de operação que propiciam a geração do fenômeno da cavitação.

REFERENCIAL TEÓRICO

Diversos autores realizaram estudos relacionados indiretamente à cavitação a partir da utilização de modelos reduzidos, nos quais são verificados os parâmetros do escoamento e seus efeitos, transferindo-os, posteriormente, para escala de protótipo. Outros autores utilizam dispositivos de cavitação que avaliam em condições reais a influência da cavitação em laboratório, dando destaque aos estudos realizados por Peterka (1953).

Peterka (1953) fez uso de um dispositivo de cavitação do tipo Venturi. O dispositivo usado pelo autor foi proposto pelo laboratório de hidráulica do *United States Bureau of Reclamation* (USBR). No dispositivo projetado pelo USBR, a formação e posterior implosão das bolhas de vapor são propiciadas a partir do estrangulamento da seção hidráulica, fazendo com que o escoamento passe por uma seção contraída de 6,32 mm de altura e 305 mm de largura. Nestas condições ocorrem a queda brusca das pressões até a pressão de vaporização do líquido no local e o aumento significativo da velocidade do escoamento.

Nos ensaios realizados pelo autor, as velocidades médias do escoamento variaram entre 28 e 30 m/s. A vazão dos ensaios utilizada foi de 60 l/s, onde foram observadas as pressões médias de 41,48 e 11,59 m.c.a., respectivamente, a montante e jusante da seção contraída. Na Figura 1 pode-se visualizar a representação esquemática da instalação experimental utilizada por Peterka (1953).

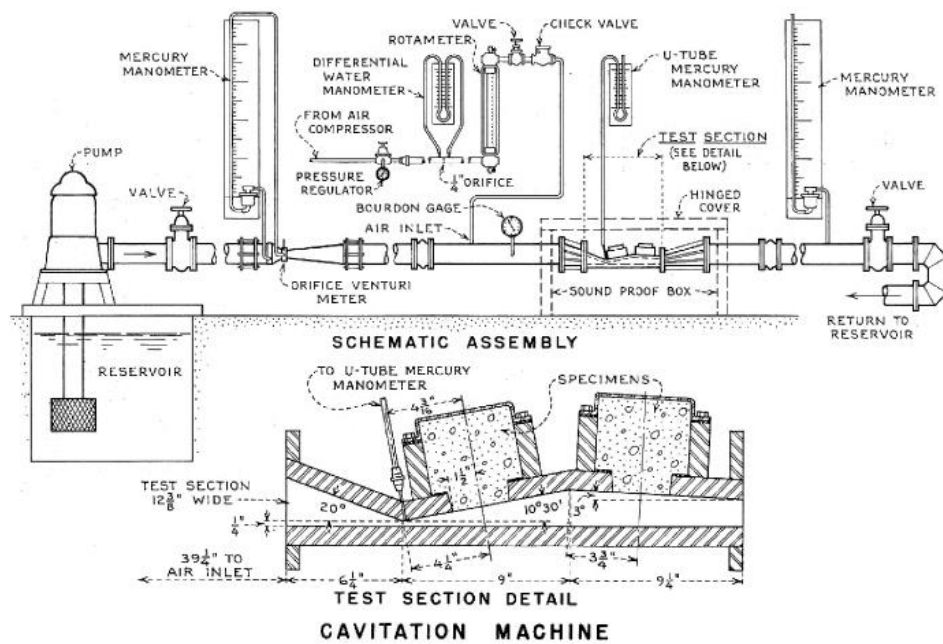


Figura 1.- Dispositivo de Cavitação. Fonte: Peterka (1953).

PROJETO DO DISPOSITIVO DE CAVITAÇÃO

O projeto do dispositivo de cavitação foi realizado em 4 principais etapas, tendo como princípio o dispositivo utilizado por Peterka (1953). As etapas do projeto do dispositivo mencionadas são as seguintes:

- A) Adaptação do circuito hidráulico existente no LOH/UFRGS;
- B) Dispositivo de cavitação;
- C) Sistema de ar comprimido;
- D) Estruturas adicionais.

As etapas empregadas na realização do projeto serão apresentadas e discutidas de forma individual, visando melhor detalhar as características, objetivos, princípios de funcionamento, soluções técnicas e demais características presentes. Cabe salientar que, este projeto tem por objetivo final avaliar a interação entre o fenômeno da cavitação e diferentes composições de concreto considerando distintas concentrações de ar no escoamento.

A) Adaptação do circuito hidráulico existente no LOH/UFRGS

A principal finalidade do circuito hidráulico consiste em conduzir e fornecer água ao dispositivo de cavitação, no intuito de atender as condições operativas de vazão e pressão previamente estabelecidas visando a realização de ensaios laboratoriais. Para melhor detalhar o tópico adaptação do circuito hidráulico existente no LOH/UFRGS, optou-se por dividi-lo em: *Sistema de armazenamento e de retorno*; *Sistema de distribuição* e *Medição de vazão de água e pressão*.

Sistema de armazenamento e de retorno

O sistema de armazenamento de água, utilizado nos ensaios do dispositivo de cavitação é composto de dois reservatórios, sendo denominados de inferior e superior. O reservatório superior caracteriza-se por ser um reservatório apoiado, construído em aço galvanizado, apresentando as

seguintes dimensões: 2m de largura, 2m de comprimento e 2,44m de altura, totalizando um volume de armazenamento de aproximadamente $9,8\text{m}^3$. A finalidade do reservatório superior se estabelece em atenuar elevadas velocidades do escoamento ao sair da tubulação a jusante do dispositivo de cavitação, garantindo, desta forma, o retorno de forma controlada do escoamento ao reservatório inferior, através do canal de retorno, localizado na saída do reservatório.

O reservatório inferior, por sua vez, é do tipo enterrado, com capacidade de armazenamento de 600m^3 , construído em concreto e localizado abaixo da laje que configura o piso do LOH. Este reservatório é responsável pelo armazenamento da água para captação da bomba, sendo este alimentado pelo sistema de captação de água pluvial instalado no telhado do LOH e pelo sistema de retorno existente, após o escoamento passar pelo canal localizado na saída do reservatório superior.

Sistema de distribuição

O sistema de distribuição de água implementado na instalação experimental encontra-se disposto separadamente à rede de distribuição de água existente. Esta nova disposição foi motivada pela necessidade de garantir a estanqueidade do sistema, aliada a garantia de atendimento das elevadas pressões demandadas com o intuito de assegurar as condições de ensaios no dispositivo de cavitação. O sistema de distribuição é composto por tubulações fabricadas em ferro fundido galvanizado unidas por meio de flanges. No recalque a tubulação possui diâmetro nominal de 150mm e o trecho de sucção foi implementado utilizando tubulações de 200mm de diâmetro nominal.

No sistema hidráulico, além das tubulações mencionadas, há presença de válvulas borboletas, registros gavetas, curvas, acessórios e dois sistemas *bypass*. Aliado ao sistema hidráulico, visando fornecer energia ao escoamento, de acordo com as demandas de vazão e pressão requeridas nos ensaios envolvendo o dispositivo de cavitação, instalou-se um conjunto motobomba.

O conjunto motobomba possui bomba hidráulica com capacidade de atender a vazão de 60 l/s e uma pressão exigida de, aproximadamente, 60m.c.a. Acoplado à bomba, o motor elétrico possui 100CV de potência. Instalou-se junto ao conjunto motobomba um inversor de frequência, com finalidade de proporcionar maior flexibilidade na determinação no ponto de operação da bomba, uma vez que as definições das condições de ensaio ocorrem através do ajuste de frequência de operação do motor e do fechamento de válvulas e registros ao longo da tubulação de recalque. A frequência do inversor é de 60Hz, sendo este trifásico com uma tensão operativa de 220V.

As alterações e adequações na rede elétrica existentes no LOH foram realizadas para que os equipamentos eletromecânicos mencionados acima pudessem operar de forma segura e eficiente. Para acionar a operação do conjunto motobomba e do inversor de frequência, instalou-se um painel elétrico de comando adicional aos já existentes no LOH.

Para conectar o reservatório inferior à sucção do novo conjunto motobomba foram refeitas as conexões e peças que compõem as tubulações de sucção ao equipamento de bombeamento. O novo sistema de sucção é composto de uma peça em ferro fundido, semelhante a um “tê”, de conexão especial, tendo seu *layout* adaptado a condição existente à casa de bombas do laboratório. As adaptações promovidas ao sistema de sucção do conjunto motobomba foram realizadas com o intuito de evitar o esvaziamento do reservatório, evitando assim, a realização de novo furo na parede de concreto do reservatório inferior. Deste modo, portanto, foi prevista e adicionada uma derivação a tubulação a partir do ponto de controle de uma saída pré-existente e controlada por um registro já presente no sistema de sucção existente na casa de bombas em questão. A conexão permitiu ainda a redução do diâmetro nominal de 300mm, da tubulação existente, para 200mm (entrada da bomba adicionada ao sistema de bombeamento do LOH).

A tubulação de recalque, após o dispositivo de cavitação, foi conectada diretamente ao reservatório superior do LOH, tornando possível realizar o retorno da água ao reservatório de captação por meio de um canal de restituição pré-existente.

Medição de vazão de água e pressão

No intuito de avaliar e monitorar a vazão de água e pressão durante a realização dos ensaios no dispositivo de cavitação instalou-se um medidor de vazão e manômetros ao longo da tubulação de recalque. O medidor de vazão instalado é do tipo eletromagnético e encontra-se localizado a montante do dispositivo de cavitação. Referente às medições de pressão, foram instalados três manômetros analógicos e dois manômetros digitais. Os manômetros analógicos estão posicionados na saída da bomba, a montante e a jusante do dispositivo de cavitação.

B) Dispositivo de cavitação

Definiram-se as características iniciais do dispositivo de cavitação através das informações apresentadas no artigo “*Design and Construction of New Cavitation Machine*”, de 1963, elaborado pelo USBR. Ao longo do projeto conceitual e básico, foram realizadas reuniões por videoconferências com a equipe de engenheiros do *Laboratory of Hydraulic* do USBR. As reuniões realizadas aliadas ao acesso às imagens do dispositivo de cavitação, incluindo de seu interior, contribuíram para promover alterações no dispositivo final a ser implementado.

De forma geral, as dimensões finais do dispositivo de cavitação foram mantidas idênticas ao previsto em projeto. As alterações realizadas foram em relação ao material de construção e ao sistema de fixação dos blocos de concreto. Previu-se a fabricação do dispositivo em aço carbono para a peça central e em ferro fundido galvanizado para as transições, entretanto, todas as peças foram construídas em aço inoxidável, visto que é o material mais indicado para tal aplicação. Outra alteração ocorreu no dispositivo de fixação do corpo de prova, sendo simplificado de modo a atender as dimensões e requisitos previstos em projeto e facilitar o posicionamento dos blocos de concreto durante os ensaios.

C) Sistema de ar comprimido

O sistema de ar comprimido é constituído por estruturas cujas funcionalidades são: proporcionar o ingresso de ar comprimido na tubulação hidráulica, armazenamento, distribuição e medição de pressão e vazão de ar incorporado ao escoamento de água.

O ingresso de ar comprimido na tubulação de recalque de água fica a cargo de um compressor de ar, do tipo parafuso, compressão de 7,5bar e potência de 15hp. O compressor mencionado é dotado de quatro módulos responsáveis pelo controle de velocidade, tratamento do ar por meio de filtros e secador, além de possuir um módulo de controle com painel de microprocessamento em seu interior.

O armazenamento de ar ocorre através de um reservatório cilíndrico e vertical, com capacidade de reservação de 425 litros. A pressão máxima operativa do ar comprimido do cilindro é de 12bar, conforme o fabricante. A distribuição de ar é conduzida por um sistema de tubulações de PPR (Polipropileno Copolímero Random) de diâmetro nominal de 32mm.

A medição de vazão de ar é realizada através de um quadro de medição e controle, valendo-se de dois tipos de instrumentos: rotâmetros e medidor digital. A aquisição dos dados de pressão é efetuada através da leitura de manômetros analógicos, instalados no quadro de medição e controle construído. Na Figura 2, encontra-se disposto o quadro de medição e controle elaborado próximo ao dispositivo de cavitação. As setas em vermelho fazem referência ao sentido do escoamento de ar no quadro.

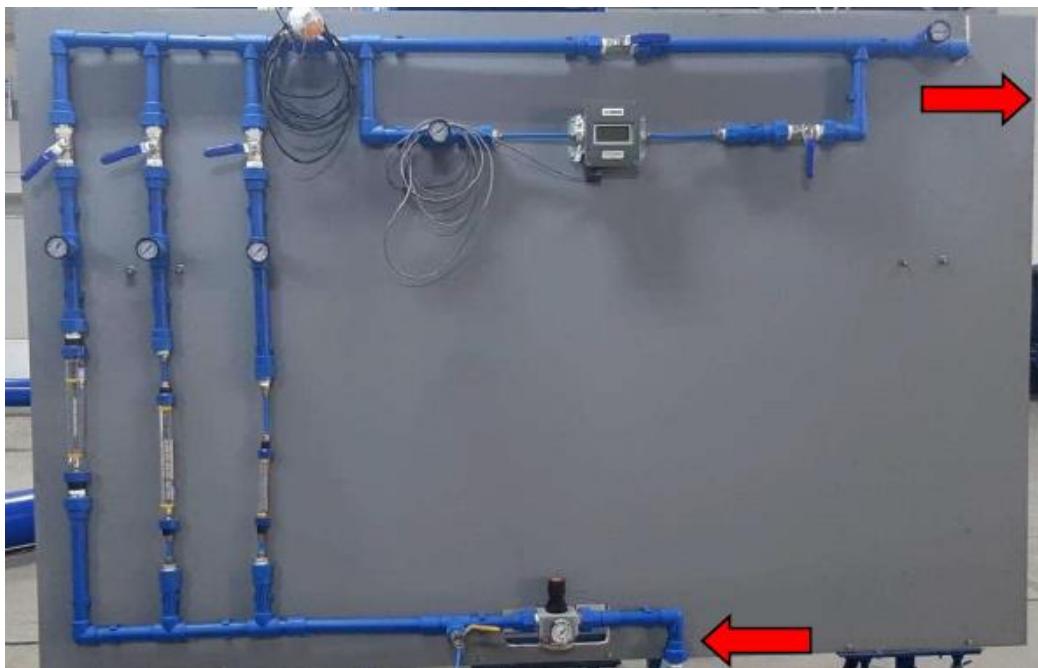


Figura 2.-Quadro de medição e controle do fluxo de ar.

D) Estruturas adicionais

De maneira geral, as estruturas adicionais possuem diferentes objetivos, como fornecer segurança, estabilidade e flexibilidade para a realização dos ensaios laboratoriais utilizando o dispositivo de cavitação. Fazem parte do conjunto de estruturas adicionais: os apoios ao longo da tubulação, sistemas *bypass* e os dispositivos para fixação dos blocos de concreto.

Os apoios fabricados em ferro fundido, tendo perfis de formato “U” e “I” foram instalados visando garantir a sustentação da tubulação de recalque e do dispositivo de cavitação. A colocação destes acessórios, já estava prevista, entretanto, alguns aspectos de disposição e quantidades necessitaram ser revistos e modificados ao longo da implementação do projeto executivo.

Os dois sistemas *bypass* possuem tubulações secundárias que apresentam diâmetros nominais de 100mm, e, encontram-se inseridos a montante e a jusante do dispositivo de cavitação. Desta forma, promoveu-se maior flexibilidade operacional ao sistema hidráulico, garantindo as condições de vazão e pressão para a realização dos ensaios.

Outro componente inserido no grupo das estruturas adicionais são os dispositivos de fixação dos blocos de concreto. Estas estruturas foram alteradas em relação ao projeto original do USBR. Substituiu-se, portanto, um dispositivo de fixação por uma estrutura de borracha espessa visando proporcionar estanqueidade na realização dos ensaios laboratoriais. Ressalta-se que todos os componentes de fixação foram mantidos os mesmos indicados no projeto original, exceto o acessório mencionado.

IMPLANTAÇÃO DO DISPOSITIVO DE CAVITAÇÃO

Uma vez apresentadas e definidas as estruturas que compõem o sistema para operação do dispositivo de cavitação, serão apresentadas a seguir as instalações visando complementar as informações e características mencionadas anteriormente.

O novo sistema de bombeamento implementado com motor elétrico de 100CV e bomba hidráulica com capacidade de atender a vazão de 60l/s no LOH, recebeu uma conexão de ligação, conforme mencionada anteriormente, que possibilitou interligar o reservatório à bomba sem a necessidade de esvaziamento do reservatório inferior. Nas Figuras 3a e 3b estão ilustradas a conexão na sucção e o conjunto motobomba devidamente instalados.



Figura 3.- a) Conexão na sucção da bomba hidráulica; b) Novo conjunto motobomba instalado.

As instalações referentes ao sistema de ar comprimido instalado no LOH estão apresentadas na Figura 4. Na Figura 4a encontram-se o compressor de ar e o reservatório vertical responsáveis pela compressão e armazenamento do ar visando a inserção do mesmo ao sistema hidráulico. O quadro de medição de ar, bem como o sistema de aquisição de dados podem ser visualizados na Figura 4b.



Figura 4.- a) Compressor e reservatório de ar comprimido; b) Quadro de medição de ar e sistema de aquisição de dados.

O sistema *as built* do dispositivo de cavitação, antes de ser construída a caixa acústica que o envolve atualmente, encontra-se disposto na Figura 5.



Figura 5.- Dispositivo de cavitação instalado no LOH/UFRGS, a seta vermelha indica o sentido do escoamento.

Com o intuito de atenuar os ruídos provenientes do fenômeno da cavitação no dispositivo instalado, tornou-se necessária a construção de uma caixa acústica. O núcleo das paredes da caixa foi revestido por lã de rocha e a superfície das paredes instalada uma manta acústica. Na Figura 6 é apresentado o sistema que proporciona maior conforto acústico aos pesquisadores do LOH durante a realização dos ensaios no dispositivo de cavitação.



a)



b)

Figura 6.- a) e b) Dispositivo de cavitação instalado no LOH/UFRGS.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho tem o objetivo de apresentar à comunidade técnico-científica a implantação de um dispositivo em laboratório, capaz de provocar a formação do fenômeno de cavitação de maneira controlada e próximo das condições reais de sua ocorrência em protótipo. Com isso, uma extensa gama de possibilidades de estudos experimentais poderá ser desenvolvida.

Especificamente no que tange ao projeto atual, e dando sequência aos trabalhos, serão moldados corpos de provas de concretos confeccionados a partir de distintas composições (notadamente fatores água/cimento) variáveis entre 0,35 e 0,70. Espera-se, com isso, identificar o potencial erosivo da cavitação atuando sobre diferentes tipos de concretos e ainda sujeito à diferentes concentrações de ar no escoamento, as quais serão impostas a partir de valores entre 0% e 8%.

AGRADECIMENTOS

À Foz do Chapecó Energia e Eletrobrás-Furnas pelo apoio no desenvolvimento do projeto de P&D Estudo de Concreto para Superfícies Hidráulicas, implementado no âmbito do programa de P&D ANEEL. À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES) Código de Financiamento 001 e ao CNPq pela concessão de bolsas para membros da equipe do projeto. Destinamos os agradecimentos também ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos - Prof.Água, Projeto CAPES/ANA AUXPE Nº. 2717/2015, pelo apoio técnico-científico aportado até o momento.

REFERÊNCIAS

- Falvey, H. T.** “Cavitation in chutes and spillways”. Denver: US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1990.
- Kormann, A. C. M.** “Estudo do desempenho de quatro tipos de materiais para reparo a serem utilizados em superfícies erodidas de concreto de barragens”. 2002. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Paraná. 196p.
- Peterka, A. J.** “The effect of entrained air on cavitation pitting”. In: Proceedings: Minnesota International Hydraulic Convention. ASCE, 1953. p. 507-518.
- Pinto, L. C. S.; Vasconcellos, J. E.; Seyssel, R. L.** “Análise experimental da flutuação de pressão na base de um ressalto livre e afogado”. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRAULICA, 13., Havana, 1988. Memórias... Havana: IAHR, 1988. v. 2, p. 182-194

COMPARAÇÃO DE LÂMINA DE ÁGUA DE MODELO FÍSICO 1:40 FRENTE A METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE AERAÇÃO EM CALHAS EM DEGRAUS

Éricson Rojahn¹, Lucas Fontanetti Martins², Luisa da Cunha Vieira³, Marcelo Riul⁴, José Carlos de Melo Bernardino⁵, Lucas Samuel Santos Brasil⁶ & Marcelo Giulian Marques⁷.

- 1) ER Projetos de Engenharia, RS/Brasil, ericson.rojahn@gmail.com
- 2) FCTH, SP/Brasil, lucas.fontanetti@fcth.br
- 3) BVP Geotecnia e Hidrotecnia, MG/Brasil, luisa.vieira@bvp.eng.br
- 4) BVP Geotecnia e Hidrotecnia, MG/Brasil, marcelo.riul@bvp.eng.br
- 5) Universidade de São Paulo (USP), SP/Brasil, jcarlosmbernardino@usp.br
- 6) GWS Engenharia, MG/Brasil, lucas.brasil@gwsengenharia.com.br
- 7) REM Serviços de Engenharia LTDA, RS/Brasil, mmarques@iph.ufrgs.br

RESUMO:

Este trabalho utilizou resultados de lâmina de água proveniente de modelo físico reduzido com escala geométrica 1:40 de calha em degraus, comparando-os com metodologias empíricas de previsão de aeração disponíveis na literatura. A calha, a nível de protótipo, possui degrau com altura de 0,50 m e inclinação de 24,4°. As vazões específicas variaram de 7,3 a 20,0 m²/s. Os resultados do modelo foram também confrontados com a altura de água não-aerada, em que os primeiros, para todos os casos, mostraram-se maiores, chegando a atingir a diferença máxima de 13%. A altura de água no ponto de início de aeração foi também avaliada, sendo que o modelo reduzido mostrou resultados acima dos estimados, com diferença de até 18%. Avaliou-se por fim, o fator de correção associado à aeração do escoamento, a ser aplicado à lâmina não-aerada, e constatou-se que para vazões específicas na faixa de $10 \leq q \leq 20$ m²/s esse fator pode ser aproximado por 1,4 para o canal estudado. Todas as avaliações reforçaram a importância dos estudos em modelo reduzido para projetos hidráulicos de engenharia, já que confirmaram, na prática, que metodologias empíricas de previsão, mesmo quando adequadas a determinada estrutura, podem sugerir resultados sensivelmente distintos dos do modelo físico.

ABSTRACT:

This work used water depth results from a reduced physical model with a 1:40 geometric scale of a stepped chute, comparing them with empirical methodologies of aeration prediction available in the literature. The chute at the prototype level has a step height of 0,50 m and an inclination of 24,4°. The specific flows ranged from 7,3 to 20,0 m²/s. The model results were also compared with the height of non-aerated water, in which the first, for all cases, were higher, reaching a maximum difference of 13%. The water height at the starting point of aeration was also evaluated, and the reduced model showed results above those estimated, with a difference of up to 18%. Finally, the correction factor associated with the aeration of the flow, to be applied to the non-aerated sheet, was evaluated, and it was found that for specific flows in the range of $10 \leq q \leq 20$ m²/s this factor can be approximated by 1,4 for the studied channel. All evaluations reinforced the importance of studies in a reduced model for hydraulic engineering projects, as they confirmed, in practice, that empirical forecasting methodologies, even when appropriate to a given structure, can suggest significantly lower results than the physical model.

PALAVRAS-CHAVE: Aeração; modelo físico reduzido; calha em degraus.

INTRODUÇÃO

Escoamentos do tipo *skimming flow*, denominado por Matos e Quintela (1995) como “deslizante sobre turbilhões”, ocorrem principalmente em vertedouros em degraus com elevadas declividades e vazões específicas. Esse tipo de escoamento forma vórtices na cavidade limitada pela superfície do degrau e o pseudofundo, o que fornece sustentação ao fluxo deslizante. Por conta das altas velocidades do escoamento, a lâmina de água sofre aeração, aumentando sua altura e exigindo, em projetos de engenharia, que os muros laterais contenham essa expansão.

Neste trabalho foi utilizado modelo físico reduzido de canal de drenagem com vertedouro em degraus, em escala geométrica 1:40, construído com o critério de semelhança de Froude. Esse critério, conforme observado por Chanson (2009), é o mais utilizado para estudos em escoamentos de superfície livre, já que a ação gravitacional é dominante. No entanto, conforme Heller (2011), esse tipo de semelhança, aliado à escala 1:40 empregada, tem baixa capacidade de representação da entrada de ar no escoamento. Experimentos conduzidos por Boes (2000), para vazões específicas de até 20 m²/s e altura de degrau de até 0,6 m, mostraram que o efeito de aeração em vertedouros, para ser representativo, exige modelos reduzidos, no mínimo, entre 1:10 e 1:15, caso contrário, ocorrerá o que se chama de *efeito escala*. Boes (2000) destaca que escalas menores são sim representativas para propósitos de projeto, exceto para a determinação da altura dos muros em trechos em degraus.

Por conta da existência desse efeito escala no modelo, o presente estudo utilizou metodologia para previsão da altura da lâmina aerada, visando determinar a dimensão segura dos muros laterais.

O modelo físico reduzido utilizado possui vertedouro com seção transversal retangular, ângulo de inclinação $\alpha = 24,44^\circ$ e degraus com rugosidade $k = 0,455$ m. Para todas as vazões ensaiadas, o comportamento identificado foi tipicamente *skimming flow*.

CARACTERIZAÇÃO DO ESCOAMENTO

A representação matemática dos vários aspectos do escoamento deslizante sobre turbilhões já foi objeto de estudo de diversos pesquisadores, podendo-se citar os trabalhos de Matos (1999), Boes e Hager (2003) e a compilação de estudos de Minor e Hager (2000).

Por conta das características da escada estudada, com declividade 1V:2,2H ($\alpha = 24,44^\circ$), foram utilizadas as equações [1] e [2] para previsão do ponto de início de aeração, propostas por Hunt e Kadavy (2013), válidas para $\alpha \leq 26,6^\circ$, e baseadas em dados de diversos autores.

$$\frac{L_i}{k} = 5,19F_*^{0.89} \rightarrow 0,1 < F_* \leq 28 \quad [1]$$

$$\frac{L_i}{k} = 7,48F_*^{0.78} \rightarrow 28 < F_* \leq 10^5 \quad [2]$$

Nessas equações, vale L_i o comprimento desde o início do trecho em degraus até o ponto de início de aeração, k a rugosidade dos degraus e F_* o Froude rugoso, calculado como $F_* = q/\sqrt{gk^3 \sin \alpha}$, onde q representa a vazão específica e g a aceleração da gravidade. Hunt e Kadavy (2013) destacam que para $F_* \geq 28$ o comportamento dos dados mostra decréscimo na taxa de L_i/k , quando os degraus não mais são percebidos como tais pelo escoamento, mas aproximam-se de uma simples superfície rugosa, o que reflete diretamente no ponto de início de aeração. Desse modo, em comparação à equação [1], L_i da equação [2] avança para jusante mais lentamente com o aumento de F_* .

Hunt et al. (2013) apud Rosa et al. (2018), para o mesmo intervalo de α , propuseram as equações [3] e [4] para previsão da concentração média de ar no trecho aerado, válidas para $0,9 \leq d_c/h_d \leq$

28,6, sendo h_d a altura do degrau e d_c a altura crítica do escoamento. Vale observar que essa concentração média se refere a cada seção posicionada na distância longitudinal L ao longo da calha.

$$C_m = 0,1745 - \frac{0,22}{L/L_i} + \frac{0,216}{d_c/h_d} + 0,453 \sin \alpha \rightarrow 1,0 \leq L/L_i \leq 2,0 \quad [3]$$

$$C_m = 0,0645 + \frac{0,216}{d_c/h_d} + 0,453 \sin \alpha \rightarrow L/L_i > 2,0 \quad [4]$$

Hunt et al. (2013) apud Rosa et al. (2018), para $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, também propuseram expressão para previsão de y/d_c (y exprime a lâmina não-aerada correspondente), representada pela equação [5], válida para $0,035 \leq h_d/d_c \leq 1,1$ e $L/L_i \geq 1,0$.

$$\frac{y}{d_c} = 0,34 \left(\frac{k}{d_c} \right)^{0,063} (\sin \alpha)^{-0,18} \quad [5]$$

Para o intervalo $0,1 \leq L/L_i < 1$ e considerando as mesmas faixas de validade para α e h_d/d_c , Hunt et al. (2013) apud Rosa et al. (2018) propuseram a equação [6] para cálculo de y/d_c . Em relação a [5], a equação [6] acrescenta dependência de L/L_i , que varia rapidamente de 1,66, em $L/L_i = 0,1$, até a unidade, quando $L/L_i = 1$.

$$\frac{y}{d_c} = \left(\frac{L}{L_i} \right)^{-0,22} \left[0,34 \left(\frac{k}{d_c} \right)^{0,063} (\sin \alpha)^{-0,18} \right] \quad [6]$$

No ponto de início de aeração, a profundidade da lâmina de água é representada por d_i . Hunt e Kadavy (2014) propuseram a equação [7] para estimativa de d_i , válida para $\alpha \leq 26,6^\circ$.

$$\frac{d_i}{k} = 0,34 (\sin \alpha)^{0,13} F_*^{0,62} \quad [7]$$

Dado que o escoamento sofre incorporação de ar a partir de L_i , a altura de água y tem de ser corrigida, o que pode ser realizado considerando-se a concentração média C_m . Essa correção é necessária para avaliação da altura dos muros laterais do canal, que devem conter a expansão sofrida pela água. Diversos autores, como Chanson e Toombes (2002) e Boes e Hager (2003), adotam a altura relativa à concentração de 90%, y_{90} , para realizar a correção de y . Dessa forma, y_{90} pode ser calculado pela equação [8].

$$y_{90} = \frac{y}{1 - C_m} \quad [8]$$

Boes e Hager (2003) propuseram a equação [9] para y_{90} , que, embora tenha formato simplificado em relação a [8], considera intrinsecamente os mesmos parâmetros básicos na sua formulação: q , h_d e α . Representação visual dessas duas equações para dois valores de α é mostrada pela Figura 10, onde nota-se clara paridade entre os resultados. Em especial, para $\alpha = 26,6^\circ$, as curvas praticamente se sobrepõem.

$$\frac{y_{90}}{h_d} = 0,50 F_*^{(0,5+0,1 \tan \alpha)} \quad [9]$$

A equação [8] tem a vantagem de explicitar os principais termos fisicamente responsáveis pela magnitude y_{90} , através da lâmina de água y e pela concentração média de ar C_m . Por outro lado, a equação [9] toma formato mais condensado, sem apelar a características sensíveis do escoamento, embora seja tão matematicamente responsiva quanto [8].

É importante observar que, dada a existência do modelo físico 1:40, o valor de y na equação [8] pode ser proveniente das leituras do próprio modelo ou por cálculo da equação [5]. No primeiro caso, obtém-se resultado de y_{90} para determinação da altura otimizada dos muros laterais, o que é especialmente importante para o projeto de engenharia do canal em estudo. Por outro lado, o segundo caso fornece a estimativa que seria obtida caso não existisse o modelo físico e, portanto, a determinação da altura dos muros laterais exigiria maior borda livre.

A nível de projeto, de modo geral e para canais de drenagem, a altura dos muros laterais, H , no trecho aerado, pode ser estimada como $H = n \cdot y_{90}$, sendo n um coeficiente de segurança variável entre 1,4 e 1,5 (ROSA et al., 2018). Porém, considerando a existência de modelo físico, n pode ser otimizado para 1,2.

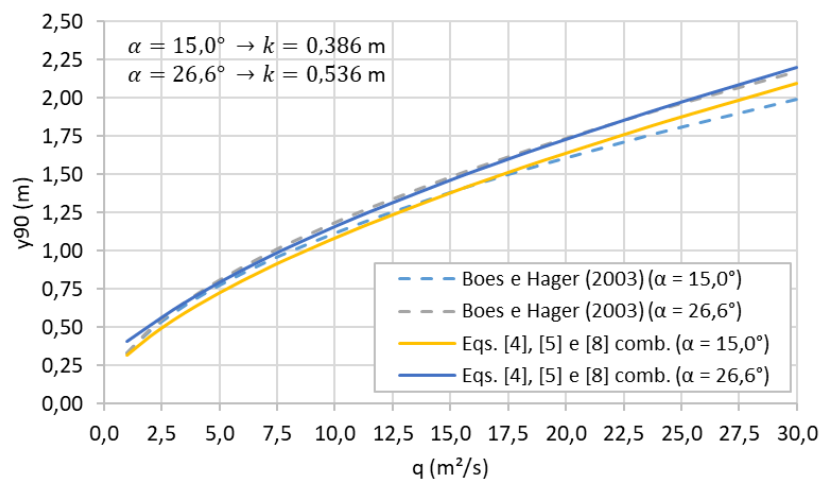


Figura 10 – Comparação entre equação [9], apresentada por Boes e Hager (2003), e equação [8] combinada com equações [4] e [5], para avaliação de y_{90} .

INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL: MODELO FÍSICO REDUZIDO (1:40)

Foram ensaiadas vazões em modelo físico reduzido com calha em degraus (Figura 11), com medições de lâmina de água e velocidade. As características da estrutura, em dimensões de protótipo, são apresentadas na Tabela 4. O modelo foi construído com escala geométrica de 1:40 considerando o critério de semelhança de Froude. As vazões ensaiadas foram medidas por vertedor triangular, e as profundidades por ponta linimétrica. Sua alimentação se deu por gravidade, a partir de reservatório superior de nível constante.

As leituras realizadas no modelo físico ocorreram para diversas vazões específicas, desde $7,3 \text{ m}^2/\text{s}$ até $20,0 \text{ m}^2/\text{s}$, todas operando em regime permanente. Os pontos de leitura foram espaçados de dez em dez degraus, permitindo a elaboração de um perfil representativo do comportamento hidráulico.

As alturas de lâmina de água, em dimensão de protótipo, são apresentadas na Tabela 5 para a faixa de degraus significativa às análises deste estudo. Esses resultados representam a média de leituras realizadas na margem esquerda e direita da calha, e são apresentados até o degrau 60 porque a partir dessa região constatou-se valor constante de y , configurando, grosso modo, regime uniforme. Como esperado, não foi observada aeração significativa no escoamento do modelo reduzido durante

os ensaios. Junto à Tabela 5 estão indicados também os respectivos valores da altura crítica (h_c), do número de Froude rugoso (F_*) e do comprimento L_i .

Tabela 4 – Características a nível de protótipo da calha em degraus estudada.

Características de protótipo	
Largura (m)	13,0
Ângulo de inclinação (graus)	24,4
Número de degraus	140
Altura do degrau (m)	0,50
Rugosidade do degrau (m)	0,455



Figura 11 – Vista superior do modelo físico reduzido da calha em degraus.

Tabela 5 – Altura de lâmina de água y , em dimensões de protótipo, baseadas nas leituras do modelo físico, para as diferentes vazões analisadas. L_i foi determinado pela metodologia de Hunt e Kadavy (2013).

q (m ² /s)	h_c (m)	F_*	L_i (deg.)	y (m)					
				Deg. 10	Deg. 20	Deg. 30	Deg. 40	Deg. 50	Deg. 60
7,3	3,51	11,8	18	0,90	0,70	0,75	0,70	0,70	0,70
11,0	2,31	17,8	26	1,15	1,00	1,00	1,00	0,95	0,95
15,7	2,93	25,4	35	1,55	1,20	1,15	1,10	1,10	1,10
20,0	3,44	32,3	43	1,90	1,50	1,45	1,40	1,30	1,30

RESULTADOS

Para avaliação dos resultados foram considerados três abordagens, considerando as equações empíricas apresentadas acima e as leituras realizadas no modelo físico:

- Resultado da equação [8], considerando y estimado pela equação [5] e C_m pelas equações [3] e [4]. Nessa situação, apenas previsões empíricas são levadas em conta, representando cenário em que não existiriam as informações do modelo físico.
- Resultados do modelo físico convertidos para nível de protótipo. Nessa situação, apenas as leituras do modelo foram utilizadas, representando o que foi visualizado nos ensaios.
- Equação [5] unicamente, que representa a lâmina de água não aerada e, portanto, tem paridade direta às leituras do modelo. Sua consideração é especialmente importante para compará-la aos resultados do modelo. Junto a isso, foram comparadas também as leituras do modelo com as profundidades d_i calculadas pela equação [7].

Os resultados para as vazões específicas de 20,0 m²/s, 15,7 m²/s e 11,0 m²/s, coletados no modelo físico e convertidos para nível de protótipo, são representados na Figura 12, onde também são mostradas as previsões da lâmina aerada que deverão ser visualizadas em protótipo, segundo resultados da equação [8] combinada com [3], [4] e [5]. Para as três vazões mostradas, a lâmina no início da aeração teve boa proximidade com aquela lida no modelo, com diferença máxima de $\approx 26\%$, para a vazão de 15,7 m²/s. Nota-se também que o início previsto da aeração se aproxima bem ao início do trecho em regime uniforme do modelo. Esses resultados demonstram boa aderência entre o modelo físico e a metodologia empregada.

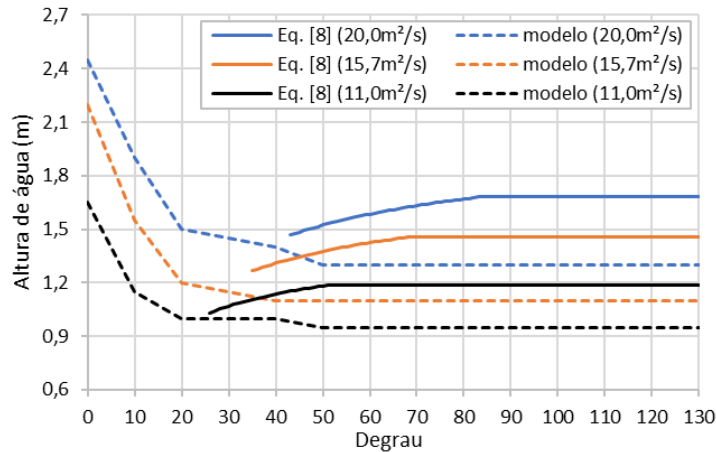


Figura 12 – Resultados de lâmina de água lida em modelo físico (1:40) e da equação [8] a partir do ponto de início da aeração ($L/L_i \geq 1$).

A Figura 13 mostra o comportamento da lâmina do modelo físico para o trecho uniforme em comparação aos resultados da equação [5]. Como se vê, para todas as vazões o modelo apresentou lâmina superior à calculada, chegando a atingir a diferença de 13%, confirmando a importância de verificações em modelo para projetos de engenharia mais seguros. Em especial, esse resultado indica que as linhas cheias da Figura 12, caso tivessem sido determinadas com uso das leituras do modelo, mostrariam alturas de água maiores. É certo, no entanto, que parte dessa diferença ilustrada pela Figura 13 é proveniente de alguma incorporação de ar no escoamento do modelo.

Considerando que o início de aeração ocorresse nas posições L_i listadas na Tabela 5, a altura de água correspondente do modelo físico foi comparada aos resultados de d_i da equação [7], como representado na Figura 14. Nesse caso, a altura calculada chegou a diferir em 18% da altura do modelo.

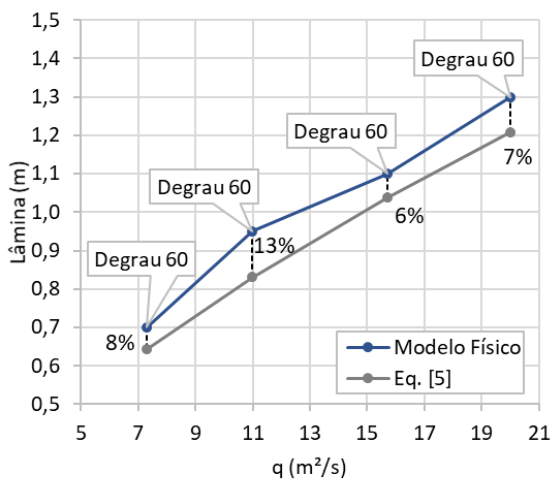


Figura 13 – Comparação entre resultados do modelo físico e da equação [5].

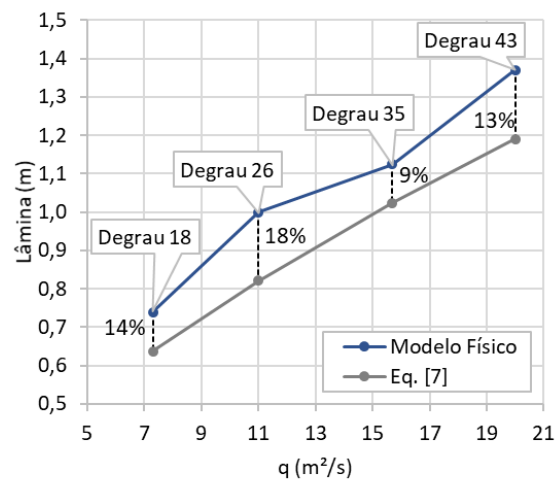


Figura 14 – Comparação entre resultados do modelo físico e da equação [7].

Considerando apenas a concentração média de ar no trecho em regime uniforme, o aumento da lâmina, representado pelo fator de correção $FC = 1/(1 - C_m)$, foi avaliado para diversas vazões, e é mostrado pela Figura 15. A taxa de aumento da lâmina por conta da aeração decresce com o aumento da vazão específica, e, para $10 \leq q \leq 20$ m²/s, o aumento pode ser aproximado como 40% da altura de água lida no modelo físico. Esse valor representa concentração média de ar em torno de 0,30, valor coerente com as análises de Terrier (2016).

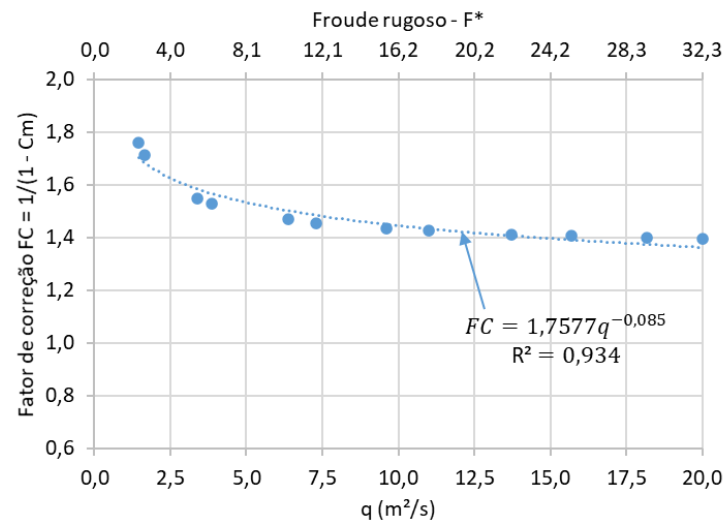


Figura 15 – Fator de correção $1/(1 - C_m)$ em função de q e F_* .

Nessa mesma Figura 15, indica-se curva de tendência válida para as características da calha estudada; essa curva tem sua expressão apresentada na equação [10].

$$FC = 1,7577q^{-0,085} \quad [10]$$

Dessa forma, considerando y_m como a altura de água lida no modelo físico (que a favor da segurança pode ser suposta como não-aerada), a lâmina que deverá ser considerada em protótipo, y_p , pode ser estimada pela equação [11].

$$y_p = FC \cdot y_m \quad [11]$$

O fator FC , é certo, carrega apenas a correção proveniente da aeração do escoamento, sendo que para determinação da altura do muro deverá ser ainda multiplicado pelo devido fator n , como mostrado pela equação [12]. Como já mencionado, a existência de estudos em modelo reduzido permite otimizar n para 1,2.

$$H = n \cdot FC \cdot y_m \quad [12]$$

CONCLUSÃO

Foram analisadas as lâminas de água do modelo físico reduzido e comparadas com metodologia de previsão de aeração do escoamento em calhas em degraus. Na previsão de aeração, foi considerado cenário em que não houvesse modelo físico reduzido. Os resultados do modelo foram também confrontados com as estimativas de Hunt et al. (2013) apud Rosa et al. (2018) para altura de água y , em que os primeiros, para todos os casos, mostraram-se maiores, chegando a atingir a diferença máxima de 13%.

A altura de água no ponto de início de aeração foi também avaliada. Nesse caso, também, o modelo reduzido mostrou resultados acima dos estimados, com diferença de até 18%.

Avaliou-se por fim, o fator de correção associado à aeração do escoamento, onde constatou-se que, para vazões específicas na faixa de $10 \leq q \leq 20$ m²/s, esse fator pode ser aproximado por 1,4.

Além disso, a determinação da altura dos muros laterais exige a consideração de borda livre, que pode ser otimizada quando da existência de resultados de modelo.

Todas essas avaliações reforçaram a importância dos estudos em modelo reduzido para projetos hidráulicos de engenharia, já que confirmaram, na prática, que metodologias empíricas de previsão, mesmo quando adequadas a determinada estrutura, podem sugerir resultados sensivelmente distintos dos do modelo físico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Samarco Mineração, à BVP Geotecnia e Hidrotecnia, ao CTH-USP e à FCTH, por disponibilizarem as informações necessárias para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Boes, R. M.** (2000). Scale effects in modelling two-phase stepped spillway flow. *Hydraulics of stepped spillways*, pp. 53–60, H.-E. Minor, W.H. Hager, eds. Rotterdam, Balkema.
- Boes, R. M. e Hager, W. H.** (2003). Hydraulic Design of Stepped Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 129, n. 9, pp. 671-679.
- Chanson, H.** (2009). Turbulent air–water flows in hydraulic structures: dynamic similarity and scale effects. *Environ. Fluid Mech.* 9, 125–142.
- Chanson, H.; Toombes, L.** (2002). Experimental investigations of air entrainment in transition and skimming flows down a stepped chute. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 29(1): pp. 145-156.
- Heller, V.** (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, v. 49, n. 3, pp. 293-306.
- Hunt, S. L. e Kadavy, K. C.** (2013). Inception Point for Embankment Dam Stepped Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 139, n. 1, pp. 60-64.
- Hunt, S. L. e Kadavy, K. C.** (2014). Flow depth and energy coefficient relationships for stepped spillways. *5th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures*, Brisbane, Australia, 25-27 June 2014.
- Matos, J. S. G.** (1999). *Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus*. Dissertação de doutoramento, Instituto Técnico Superior, Portugal.
- Matos, J. S. G. e Quintela, A. C.** (1995). Descarregadores de cheias em degraus. Posição actual da avaliação da dissipação de energia. *XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e II Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*.
- Minor, H.-E.; Hager, W. H.** (2000) Ed. *Hydraulics of Stepped Spillways*. Rotterdam, Balkema.
- Rosa, A. P.; Matos, J. S. G. e Marcelino, J.** (2018). Study of a RCC Spillway for Arroio Dam. *Third International Dam World Conference*, Brasil, Foz do Iguaçu, 17-21 setembro, 2018.
- Terrier, S.** (2016). *Hydraulic performance of stepped spillway aerators and related downstream flow features*. Ph.D. Thesis, EPFL, Lausanne, Switzerland, 2016.

PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DA ADUTORA PEDREIRA - CAMPINAS

Pamela Cardoso de Moraes¹, Daniel Alfonso Sierra², José Gilberto Dalfré Filho³, André L. Sotero Salustiano Martin⁴, Edevar Luvizotto Jr⁵

^{1,2,3,4,5}Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP
¹pmoraes820@gmail.com, ²d192229@dac.unicamp.br

Introdução

Em sistemas de recalque para o abastecimento de água o custo da obra e o consumo de energia são variáveis decisivas nos projetos. Da mesma forma que a escolha do diâmetro afeta o custo final do projeto, a energia elétrica necessária para o bombeamento altera a curva de viabilidade econômica. Ramos et. al. (2017) investiga a relação entre o consumo de energia e o diâmetro e propõe um método para a seleção do diâmetro econômico. Levando em conta estes conceitos este trabalho propõe analisar o projeto de abastecimento de água previsto para ser implantado na região de Campinas, Estado de São Paulo, na região sudeste do Brasil. O sistema de adutoras em questão denominado por Sistema Adutor Regional PCJ (SARPCJ) é um conjunto de adutoras que visa interligar 27 municípios à barragem de Pedreira, conforme figura-1. O objetivo deste trabalho é aplicar os conceitos de dimensionamento econômico, no trecho principal do sistema de adutoras com fonte na Barragem de Pedreira que vai abastecer uma parte da população de Campinas, analisando o custo de energia e materiais da obra.

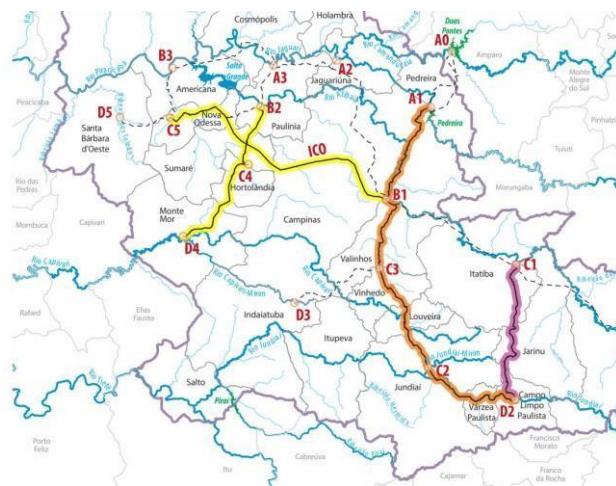


Figura 1 – Mapa Trecho A1 – B1.
 Fonte: DAEE,2015.

Barragem Pedreira

Entre os anos de 2013 e 2015, em especial o Estado de São Paulo, particularmente a Região Metropolitana, sofreu uma grande crise hídrica. O biênio de 2014-2015 foi o período mais crítico dessa crise. E com isso, a população de São Paulo sofreu com a distribuição de água (MARENGO., J.A.;ALVES, L.M. 2016) . Em alguns períodos foi necessário a utilização do volume morto das barragens, e com isso a possibilidade de esgotamento dos mananciais se tornou real, o que motivou diversas obras para aumento da capacidade hídrica do estado. Dentre as alternativas para este cenário está a construção do reservatório de Pedreira localizado no Rio Jaguari, e o do reservatório de Duas Pontes, no Rio Camanducaia, e que tem objetivo de aumentar a vazão regularizada (DAEE,2021). O transporte da água deste sistema até os centros consumidores depende do SAR-PCJ objeto deste estudo.

Metodologia e Área de Estudo

O sistema de adutoras previsto possui mais de 160 km de extensão, e o trecho a ser estudado denominado A1-B1 trata da adutora tem 20.769,2 m de comprimento e interliga Pedreira-SP a Campinas-SP. A Figura 1 mostra um mapa do Trecho A1 – B1 na barragem de Pedreira até o ponto de captação da em Campinas. A figura 2 mostra a sugestão do caminho esboçado “A1 – B1 – Barragem Pedreira – Campinas” (indicado na figura em azul); cerca de 20,8 km. Nesse estudo de caso vamos observar o trecho de Campinas e Pedreira. A metodologia utilizada foi a apresentada por Porto (2006) e em Prevedelo (2000). Uma aplicação prática foi apresentada por Perini (2017) e Martin et. al (2020) utilizando o dimensionamento econômico da adutora por recalque, sendo indicada a troca de tubulação de cimento amianto de 125 mm por uma tubulação DEFOFO, obtendo diâmetros de 200 mm a 250mm. Pra analisar o diâmetro econômico foram utilizados alguns métodos, e o estudo do diâmetro econômico teórico aplicado ao estudo de caso, diâmetro econômico pela fórmula de Breese, e diâmetro econômico pelo método de Prevedello.

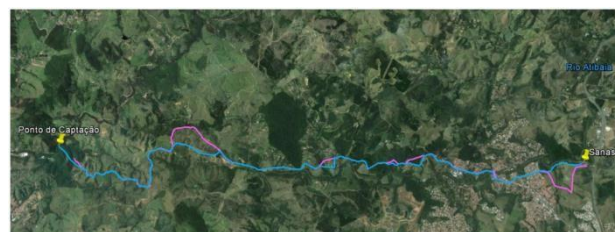


Figura 2: Croqui dos Caminhamentos da Adutora SAR-PCJ
 Fonte: DAEE.

Diâmetro otimizado para adutora

O dimensionamento econômico de adutoras, pode levar a uma solução hidráulicamente viável e que não necessariamente represente uma solução economicamente viável. Para uma dada vazão e altura geométrica existem várias combinações de diâmetro e potência, sabendo que quanto menor o diâmetro maior será sua perda de carga, posteriormente, maior sua potência exigida. A fórmula de Bresse é muito utilizada para o dimensionamento do diâmetro econômico de adutora, apesar de simples e muito limitada.(PORTO, 2006). O cálculo do custo unitário da tubulação considera-se o gasto anual de operação do conjunto motor-bomba, considera-se o conjunto motor bomba por unidade de potência, inclui despesa de operação e manutenção. O custo total do sistema é determinado pela soma dos dois custos, Equação 1:

$$C_t = p_1 L D + p_2 Pot$$

(1)

Na equação 1, C_t é o custo total, p_1 é o custo unitário anual da tubulação L é o comprimento da tubulação, D é o diâmetro da tubulação, p_2 é o custo unitário anual de operação do conjunto motor-bomba. Substituindo-se a equação da potencia da bomba na Equação 1, obtém a equação 2:

$$C_t = p_1 L D + p_2 \frac{9,8 Q \left(H_g + 0,0827 \frac{f L}{D^5} Q^2 \right)}{\eta \eta_m} \quad (2)$$

Na Eq.2, Q é a vazão de bombeamento, H_g é a altura geométrica, f é o fator de atrito, L é o comprimento da tubulação, D é o diâmetro da tubulação, η é o coeficiente de rendimento global da bomba e η_m é o rendimento global do motor. O custo mínimo total é obtido quando se iguala a zero à derivada primeira da Eq.2 em relação ao diâmetro, de onde se encontra a Eq.3 (fórmula de Bresse).

$$D = \sqrt[6]{\frac{4,05 f p_1}{\eta \eta_m p_2} \sqrt{Q}}$$

(3) Partindo de (3) = K, pode-se reformular a Equação 3 que é consagrada e conhecida, conforme apresentado na Equação 4:

$$D = K \sqrt[6]{Q} \quad (4)$$

Os valores de K diferenciam os custos regionais, dentre outros motivos. Existe um desacordo entre os autores com o valor de K. Contudo, o K entre 0,7 e 1,3 é o mais usado (PORTO, 2006). Aconselha que o uso da fórmula de Bresse para adutora e diâmetros maiores recomenda apenas na etapa de prédimensionamento. Na equação 4, adotar K, corresponde adotar uma velocidade econômica: Equação 5 para v=0,6 a 3,0 m/s.

$$v = \frac{4}{\pi K^2} \quad (5)$$

Prevedello (2000) apresenta uma fórmula para que possamos determinar o diâmetro econômico da tubulação de recalque em função do material dos tubos e do regime do escoamento. Em outras circunstâncias (Prevedello, 2000) pondera custo da canalização (inclui a instalação) e o custo de operação da bomba. No entanto, diferencialmente da fórmula de Bresse, não consideramos que esse sistema funcione corretamente ou que a variação de custo seja linear.

$$C_{anual} = p 100 D^\alpha L r + n s P 365 \quad (6)$$

Na Eq.6, p é o custo da tubulação por cm de diâmetro e m de comprimento (R\$/cm/m), D é o diâmetro da canalização (m), α é o expoente que expressa a não linearidade entre o custo da canalização e o diâmetro, L é o comprimento da canalização (m), r é a taxa de amortização da canalização, P é a potência do conjunto motorbomba (W), n é o número de horas de funcionamento diário do conjunto (h/dia) e s é o custo do kWh (R\$/kWh). Prevedello (2000) apresenta a Equação 7:

$$C_{anual} = p 100 D^\alpha L r + n s 365 \frac{0,00981 \gamma Q^3 f L 16}{\eta \pi^2 D^5 2g} \quad (7)$$

Para que se tenha um mínimo custo é preciso igualar a primeira derivada da Equação 7, desta forma obtemos a Equação 8. Segundo Prevedello (2000) a segunda derivada da mesma equação deve ser maior que zero. O fator de atrito mostrado na Equação 8, onde α > 0, considera-se como fator de atrito econômico. Da equação 8 deriva a Equação 9.

$$f = \frac{\eta \pi^2 g p 100 r \alpha D^{(5+\alpha)}}{Q^3 \gamma 40 \eta 0,0098 s 365} \quad (8)$$

$$f = f_a D^{(5+\alpha)} \quad (9)$$

Conhecido o fator de atrito através da Equação de Colebrook White, obtemos a Equação 10 para o cálculo do diâmetro econômico. Na equação 10, K é a rugosidade absoluta do material (m) e ν viscosidade do fluido (m²/s).

$$D = \frac{0,25 \left(\frac{1}{5+\alpha} \right)}{\left\{ f_a \left[\log \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,15 \nu}{V D [f_a D^{(5+\alpha)}]^{0,5}} \right) \right]^2 \right\}^{\left(\frac{1}{5+\alpha} \right)}} \quad (10)$$

Resultados

Aplicando ao caso da adutora do SAR PCJ de forma simplificada e direta a equação de custo de adutora apresentada pelo trabalho de Martim et. al (2020) e fazendo a curva de potência hidráulica necessária para o bombeamento da vazão do sistema no trecho A1-B1, que é de 3,6m³/s, e plotando as curvas de forma associada (figura 3) é possível, de forma simplificada e direta obter o valor de um diâmetro econômico de 1800mm. Esta aplicação simplificada chegou no mesmo resultado obtido pelo consorcio do estudo, com diâmetro de 1800mm em aço, com espessuras variáveis.

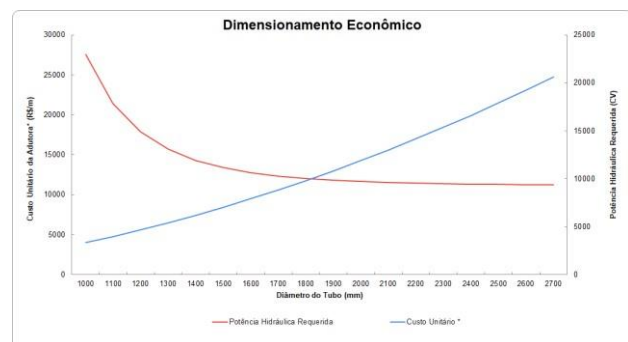


Figura 3 – Custo da adutora x potência hidráulica

A aplicação da equação de Bresse com um coeficiente k=1,2 levaria a um diâmetro de 2300mm, considerando a vazão de 3,6 m³/s, superando a estimativa pela curva de dimensionamento econômico em 128%.

Referências

- DAEE., Departamento de Água e Energia Elétrica. Disponível em: <http://www.dae.sp.gov.br/site/construcao-da-barragem-depedreira-completa-2-anos/>. Acessado 13 de maio do 2022.
- MARENGO.,J.A; Alves,L.M. 2016. “Crise Hidrica em São Paulo em 2014: Seca e desmatamento”. Geusp – Espaço e tempo (Online), vol. 19, no 3, set./dez. 2016 p. 485-494.
- MARTIM, A. L. S. S. , PERINI, L. B. ; SODEK, D. B. ; TASCA, E. S. A. ; DALFRE FILHO, J. G. . Renovação de adutoras: uma abordagem do ponto de vista da eficiência energética. REVISTA DAE, v. 68, p. 213-225, 2020.
- Perini, L. B. Estudo de caso de dimensionamento econômico de adutora por recalque. Trabalho de Conclusão de Curso, Unicamp, Campinas, 2017.
- RAMOS, H. M.; K, K. N.; and VIEIRA, F.(2011) “Environmentally friendly hybrid solutions to improve the energy and hydraulic efficiency in water supply systems. Energy for Sustainable Development”, v. 15, n. 4, p. 436-442” <https://doi.org/10.1016/j.esd.2011.07.009>.

CARACTERIZACIÓN DEL PUNTO DE INICIO DE AIREACIÓN EN UN MODELO FÍSICO A GRAN ESCALA DE UN VERTEDOR ESCALONADO CON DESCARGA CONVERGENTE

Cisneros Contreras I. Paloma¹, Salgado Maldonado Gilberto² y Arroyo Correa Víctor M.²

¹Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Col. Progreso Jiutepec, Morelos, México. C. P. 62550

²Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Col. Progreso Jiutepec, Morelos, México. C. P. 62550
paloma.cisnecon@gmail.com, gsalgado@tlaloc.imta.mx, vmarroyo@tlaoc.imta.mx

RESUMEN:

En la actualidad no se cuenta con suficiente información relacionada con la ubicación del punto de inyección de aire en vertedores escalonados con descarga convergente y de gran altura, ya que la mayoría de los estudios realizados se enfoca más a canales rectos y modelos de pequeña escala. El presente trabajo se enfoca en localizar dicho punto en el vertedor escalonado del modelo físico “El Zapotillo”, se comparan los resultados de la ubicación del punto de inyección obtenidos en pruebas de laboratorio mediante instrumentación no intrusiva con la evaluación de los modelos matemáticos empíricos de los investigadores. “El Zapotillo” además de ser un modelo de gran altura su descarga es de tipo convergente, presenta un caso especial debido a la modificación de altura de la cortina, con una geometría única a nivel mundial; donde un gran porcentaje de la energía deberá disiparse sobre el talud aguas abajo ya que el tanque amortiguador queda topográfica y geológicamente limitado. Los trabajos experimentales se llevaron a cabo en el modelo a escala 1:50 de esta presa ubicado en el laboratorio Enzo Levi del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

ABSTRACT:

Actuellement, il n'y a pas suffisamment d'informations sur la localisation du point de inyection d'air dans les déversoirs en gradins avec débit convergent et grande hauteur, car la plupart des études menées se concentrent davantage sur des canaux rectilignes et des modèles à échelle. Le présent travail se concentre sur la localisation dudit point dans le déversoir en gradins du modèle physique "El Zapotillo", on compare des résultats obtenus lors d'essais en laboratoire utilisant une instrumentation pas intrusive avec l'évaluation des modèles mathématiques empiriques des chercheurs. “El Zapotillo” est un modèle de grande hauteur, son débit est de type convergent, est un cas particulier dû à la modification de la hauteur de leur rideau, avec une géométrie unique au monde et, où un grand pourcentage de l'énergie doit être dissipée sur le talus aval du barrage, car le réservoir tampon est topographiquement et géologiquement limité. Le travail expérimental a été réalisé sur le modèle à échelle 1:50 de ce barrage situé au le laboratoire "Enzo Levi" de l'Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

PALABRAS CLAVES: punto de inyección, vertedor escalonado, modelo físico

INTRODUCCIÓN

Algunos estudios sugieren que el uso de canales escalonados es una técnica nueva, lo cierto es que fueron utilizados desde las antiguas civilizaciones como obras de disipación a manera de garantizar la estabilidad de las estructuras hidráulicas utilizadas para conducción o embalse de las aguas. En la actualidad, la introducción de las presas de concreto compactado con rodillo, CCR, en las cuales el material de construcción (mezclas pobres) se compacta en capas sucesivas, logrando con ello una superficie escalonada en talud aguas abajo (Arreguín Cortés & Alcocer Yamanaka, 2011), reavivó el diseño de rápidas escalonadas, a manera de aprovechar la geometría típica de los paramentos secos en estas presas y diseñar estructuras que aumenten la energía disipada y reduzcan los tamaños de los cuencos de disipación al pie de la rápida.

El agua en los vertedores escalonados fluye como en cualquier canal abierto por lo que la velocidad del flujo genera energía cinética, es necesario disipar gran parte de esta energía, ya que de lo contrario el agua que fluye puede dañar al pie de la presa, sus alrededores y eventualmente la presa misma.

El aprovechamiento de la construcción de vertedores escalonados es considerado como uno de los medios más factibles para disipar energía. Esta disipación de energía está basada, además del incremento de la rugosidad y la interrupción del flujo por el efecto de cascada, en los efectos de la cantidad de aire que por las características del vertedor el flujo arrastra consigo. Cabe aclarar que el daño por cavitación en vertedores escalonados puede ocurrir, pero la posibilidad se reduce debido a la aireación que produce la naturaleza de este tipo de vertedores.

La presa “El Zapotillo” presenta un caso especial debido a la modificación de altura de la cortina, con una geometría única a nivel mundial; cresta circular en planta, lo que induce la convergencia del flujo hacia aguas abajo, hasta una tercera parte del ancho inicial, para 80 metros de altura máxima, prácticamente toda la corona de la presa deberá adaptarse como obra de excedencia, un gran porcentaje de la energía deberá disiparse sobre el talud aguas abajo ya que el tanque amortiguador queda topográfica y geológicamente limitado.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La localización del punto donde se inicia la mezcla agua-aire que se conoce como Punto de Incepción o punto de inicio de aireación (PI) es uno de los conceptos más importantes en lo que se refiere al estudio de los tipos de flujo en un vertedor, éste ha sido ubicado de diversas formas por diferentes investigadores y su importancia radica en ser un parámetro de diseño clave usado en la disipación de energía, profundidad del flujo y en relaciones de predicción de arrastre de aire.

Como se menciona en la introducción los vertedores escalonados no se encuentran exentos de daños por cavitación, especialmente en la superficie o en los bordes de los escalones ya que las presiones hidrodinámicas pueden caer por debajo de la presión de vaporización (Boes & Hager, 2003), con el conocimiento de la localización del punto de incepción es posible conocer los límites de la zona no aireada propensa a este fenómeno.

Sin embargo, aun siendo un parámetro de importancia, en la actualidad no se cuenta con suficiente información relacionada a su ubicación en vertedores escalonados con descarga convergente y de gran altura, ya que la mayoría de estos estudios se enfoca más a canales rectos y modelos de pequeña escala.

OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN

Con base en lo mencionado anteriormente se establece como objetivo general de este trabajo caracterizar el punto de incepción del modelo físico mediante pruebas de laboratorio mediante instrumentación no intrusiva del vertedor escalonado “El Zapotillo”, posteriormente se comparan los resultados obtenidos con la evaluación de los modelos empíricos que se tienen al momento de acuerdo

a investigación bibliográfica. Dentro del objetivo general se definen los siguientes objetivos específicos:

1. Conocer el límite de la zona no aireada del modelo físico del vertedor escalonado “El Zapotillo”, que presenta un riesgo mayor de cavitación, y por tanto alterar el buen funcionamiento del mismo.
2. Analizar que los parámetros del modelo físico cumplan con los requerimientos necesarios de tal forma que puedan aplicarse las metodologías existentes al momento.
3. Demostrar que la metodología experimental implementada por los investigadores del tema en modelos de vertedores escalonados a pequeña escala y descarga no convergente puede ser aplicada al modelo físico del vertedor escalonado” El Zapotillo”.

El interés particular de la localización del punto de inyección en un vertedor escalonado es para poder:

1. Estimar la zona no aireada que es propensa a daños por cavitación.
2. Determinar parámetros de diseño utilizado en la disipación de energía, profundidad de flujo y relaciones de predicción de arrastre de aire para aumentar la eficiencia de los vertedores escalonados.

El desarrollo de fórmulas de las características del punto de inyección en gran parte han sido desarrolladas de manera empírica teniendo como base la aplicación de cálculos de vertedores lisos a vertedores escalonados, sin embargo, (Chanson H. , 1994) reporta que esta aplicación es inexacta ya que sobrestima la localización de la aparición de lo que se conoce como "aguas blancas" fenómeno relacionado con la entrada de aire al flujo, llegando a ser aproximadamente 2.8 veces mayor que en vertedores lisos. Adicionalmente, uno de los desafíos principales a los que se ha enfrentado este tipo de estructuras escalonadas, es la implementación de instrumentos de medición adaptables a los modelos físicos donde se realizan los estudios, de acuerdo a la investigación bibliográfica que se ha realizado para este trabajo, los modelos sobre los que se ha realizado estudios son de pequeña escala, prácticamente el modelo se adapta a los instrumentos de medición.

CONCEPTOS BÁSICOS DE CANALES ESCALONADOS

Un canal escalonado es un canal artificial inclinado formado por escalones, donde h es la altura, L es la huella y θ es la pendiente formada por los escalones (Chanson H. , 1994).

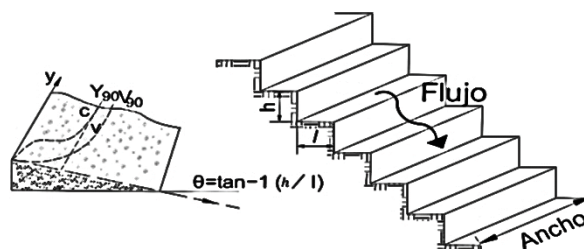


Figura 16.- Definiciones básicas del flujo en un canal escalonado (Chanson H. , 1994)

El flujo que escurre sobre los escalones es altamente turbulento, provocando la auto aireación también conocida como aguas blancas, para caracterizar las propiedades del flujo presentes en estas estructuras, siempre debe tomarse en cuenta esta aireación (González & Chanson, 2007).

Con respecto al gasto de operación se puede dividir el tipo de régimen presente en tres diferentes, flujo saltante, en transición y rasante, de menor a mayor gasto de operación respectivamente:

- Flujo saltante (*nappe flow*), también se le conoce como flujo de escalón en escalón o flujo en cascada: se presenta para gastos de operación pequeños o de pendientes bajas, su característica principal a simple vista es la formación de chorros que van cayendo sucesivamente en caída libre sobre la huella del escalón.

- Flujo en transición (*transition flow*): se observa cuando el vertedor opera con gastos intermedios (González & Chanson, 2007). Este régimen presenta aireación significativa y gran cantidad de atomización o "spray", lo cual provoca que las propiedades del flujo cambien de un escalón a otro, esto hace que la apariencia del flujo no sea homogénea. Los primeros en describir este tipo de flujo fueron (Elviro & Mateos, 1995) y (Ohtsu & Yasuda, 1997) aunque no lo estudiaron a fondo.
- Flujo rasante (*skimming flow*), también recibe el nombre de flujo de superficie y flujo deslizante: se presenta con gastos de operación grandes, se le denomina flujo rasante ya que el agua que fluye hacia aguas abajo sobre los escalones roza con las caras de estos, es decir, se desliza sobre el pseudo fondo o falso fondo, este pseudo fondo se forma con los vértices de los escalones.

CARACTERÍSTICAS DEL PUNTO DE INCEPCIÓN

Desde inicio de las décadas de los 80, que empezó a extenderse en todo el mundo la construcción de presas de CCR, se ha ido avanzando en el conocimiento de las características del flujo que se establece en vertedores escalonados, sin embargo, a pesar de esto, aún existen aspectos del flujo sobre vertedores y canales escalonados que no han sido totalmente comprendidos, ejemplo de esto es la ubicación del punto de incepción, se han propuesto metodologías para la estimación de sus características, empleando básicamente resultados experimentales de modelos de laboratorio por lo que las metodologías para el cálculo son de carácter empírico.

Ha sido ubicado de diversas formas por diferentes investigadores, la manera más tradicional es considerar la distancia desde el punto más alto del cimacio, realizando un recorrido sobre la curvatura y la rápida hasta donde comienza a ingresar aire en el flujo, también se puede ubicar como la distancia vertical desde el cimacio al punto en el cual la capa límite emerge a la superficie del flujo. Para los modelos experimentales actuales, la ubicación del punto de incepción puede definirse por medio de la observación visual de la superficie del flujo donde el aire es arrastrado dentro del mismo por todo el ancho del vertedor. Originalmente las investigaciones para desarrollar una relación del punto de incepción para vertedores escalonados se basaron principalmente en vertedores con una sección de control de cresta curva $\theta \geq 26.6^\circ$. Como resultado de lo anterior se tiende a sobrestimar la localización del punto de incepción para vertedores de cresta ancha ($\theta \leq 26.6^\circ$) cuando la rugosidad de la superficie (F_*) es menor que 10. La posición del punto de incepción está definida como la distancia L_I desde el comienzo del crecimiento de la capa límite, y la profundidad del flujo en el punto de incepción d_I , siendo estas las características principales.

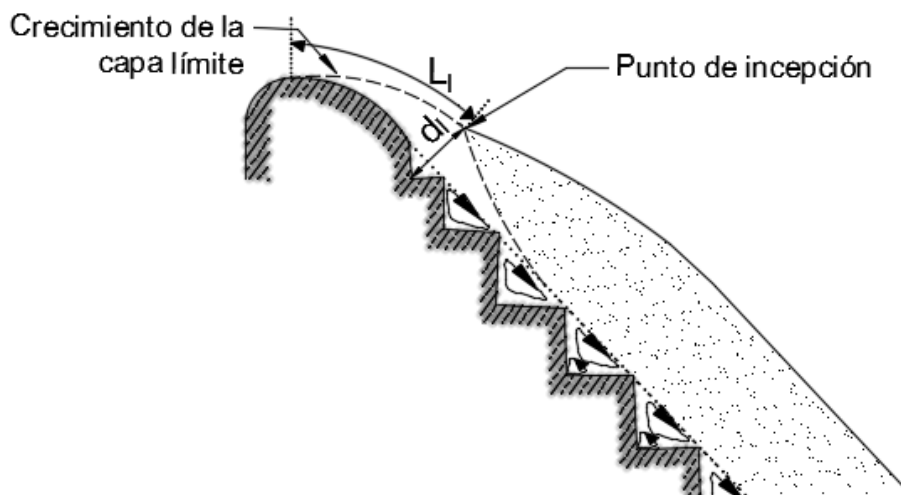


Figura 2.- Posición del punto de incepción.

Para la estimación de las características del PI se han propuesto metodologías empleando básicamente resultados experimentales de modelos de laboratorio, por lo que estas resultan ser de carácter meramente empírico, presentadas a continuación, la implementación de estas metodologías dependerá de sus respectivas restricciones.

Tabla 1.- Fórmulas de ubicación del punto de inyección

Autor	Fórmula	Limitaciones
(Chanson H. , 1994)	$\frac{L_I}{k_s} = 9.719(\sin\theta)^{0.0796}(F)^{0.713}$	$27^\circ < \theta < 53^\circ$
	$\frac{d_I}{k_s} = \frac{0.4034}{(\sin\theta)^{0.04}}(F)^{0.592}$	
(Iguacel & García, 1999)	$\frac{L}{H} = 5.6 \left(\frac{q}{g^2 H^2} \right)^{0.8}$	No se menciona
(Matos, 1999)	$\frac{L_I}{k_s} = 6.289F^{0.734}$	$1v:0.7h \leq S \leq 1v:0.8h$
	$\frac{d_I}{k_s} = 0.361F^{0.606}$	
(Chamani, 2000)	$\frac{L_I}{k_s} = 8.29F^{0.85}$	No se menciona
(Sánchez Juny, 2001)	$\frac{L_I}{k_s} = 10.2F^{0.7}$	No se menciona
(Boes & Hager, 2003)	$L_I = \frac{5.90q^{6/5}}{(\sin\theta)^{7/5}h^{1/5}}$	$26^\circ < \theta < 75^\circ$
(Meireles, Renna, Matos, & Bombardelli, 2012)	$\frac{L_I}{k_s} = 6.75F^{0.76}$	No se menciona
	$\frac{d_I}{k_s} = 0.35F^{0.59}$	

Donde para la tabla anterior se considera:

$$k_s = h \cos\theta \quad [1]$$

$$F = q_w / \sqrt{g \sin\theta (h \cos\theta)^3} \quad [2]$$

k_s es el factor de fricción de Nikuradse, h la altura del escalón, F el número de Froude;
 q_w es la descarga por unidad de ancho $((m^3 / s) / m)$;
 θ es el ángulo ($^\circ$) entre el pseudo fondo formado por las caras de los escalones y la horizontal;
 g es la aceleración gravitacional (m / s^2) .

INSTALACIÓN EXPERIMENTAL Y ZONA DE ESTUDIO

En el caso de aplicación para el modelo físico del vertedor de la presa “El Zapotillo”, ubicado en el laboratorio de hidráulica Enzo Levi en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), el modelo se construyó sin distorsión a escala 1:50. Debido a que el comportamiento del flujo en el modelo es dominado por las fuerzas de gravedad e inercia (número adimensional de Froude (Fr)) sobre los efectos de viscosidad (número adimensional de Reynolds (Re)), se utilizó para el análisis del modelo la teoría de similitud de Froude, verificando que el número de Reynolds se encuentre dentro de la condición turbulenta, la relación de Froude es suficiente para el tipo de fenómeno de este estudio experimental, siempre y cuando se mantenga el flujo dentro de la condición de flujo turbulento.



Figura 3.- Vista general del modelo “El Zapotillo”

Referente a la pendiente del vertedor se tiene una relación de $1v/1.23h$ con un ángulo de aproximadamente 39° y el vertedor escalonado parte de la corona desde una altura de 2.32m del suelo. La siguiente tabla resume las características geométricas más significativas del vertedor escalonado del modelo “El Zapotillo”.

Tabla 2.- Características geométricas del modelo y su equivalencia en prototipo a escala 1:50.

	Modelo	Prototipo
Escala	1:50	
Canal de descarga sobre talud de fondo escalonado (m)	4.87 aguas arriba 1.50 aguas abajo	243.5 aguas arriba 75 aguas abajo
Altura de escalón h (m)	0.024	1.20
Huella de escalón l (m)	0.030	1.50
Pendiente [v/h]	1/1.23	50/61.5
Gasto	294.83 (l/s)	5211.00 (m ³ /s)

Se considera como zona de estudio la rápida escalonada del vertedor, consta en 47 escalones idénticos de 24mm de altura y 30mm de huella.

Sus dimensiones son 1.78m de longitud, 4.87m de ancho aguas arriba y 1.50m aguas abajo, fue construida en acrílico transparente de 6mm de espesor permitiendo visualizar el flujo a través de él. Cabe aclarar que no toda la sección de la rápida escalonada fue tomada en cuenta como área de estudio, la longitud corresponde a partir de la corona hasta donde se encuentran los deflectores de madera, es decir 36 escalones y el ancho está definido por los muros concentradores internos de flujo.



Figura 4. Vista frontal del modelo y área de estudio

INSTRUMENTACIÓN EXPERIMENTAL

Las medidas evaluadas son las características principales de los puntos de inyección de aire, estas mediciones permitirán realizar una comparativa con los resultados que se obtengan de las fórmulas empíricas.

Tabla 3. Instrumentación para el vertedor escalonado “El Zapotillo”

Tipo de medida	Zona de estudio	Instrumento	Marca
Nivel	Toda la rápida	Sensor ultrasónico	Siemens
Imagen	Toda la rápida	Cámara de alta velocidad	Photron
Presión	Toda la rápida	Sensores piezorresistivos	Keller America
Velocidad	Toda la rápida	Cámara de alta velocidad	Photron

VARIABLES DE ESTUDIO

Tal como se menciona en el apartado anterior se tomaron medidas para 11 gastos diferentes, al no tener referencia del rango de ubicación donde se presentaría el fenómeno de punto de inyección con respecto al gasto de operación se tomó como gasto de partida un gasto medio con base al gasto máximo de operación del modelo.

- Nivel

Se han obtenido los niveles del flujo para generar su perfil, se presenta la ubicación exacta de cada sensor medido de aguas arriba hacia aguas abajo (partiendo de la corona hacia los deflectores, recordando que el área de estudio es de 1.38 m.

Tabla 4. Ubicación de los sensores de nivel

	SENSOR 1	SENSOR 2	SENSOR 3	SENSOR 4	SENSOR 5
Posición (cm)	131.50	102.50	72.50	41.50	21.50

- Presión

Se han medido las presiones totales (presión hidrostática y presión dinámica) sobre los escalones para ello se han dispuesto de 10 sensores (numerados en dirección de aguas abajo hacia aguas arriba, partiendo de los deflectores hacia la corona) en el centro de la escalonada, el primer sensor se encuentra ubicado en el escalón número 19, a partir de éste los sensores están separados cada dos escalones hasta el sensor número 10 que se encuentra localizado en el escalón inmediato del sensor número 9, y se encuentran ubicados en el centro de la huella de los escalones.

- Cámara de alta velocidad y programa de procesamiento de imágenes

La cámara utilizada es de la marca Photron, modelo Fastcam mini UX50, con el fin de obtener la mejor calidad de imagen posible para realizar un análisis cualitativo tuvieron que ser probadas diferentes configuraciones de iluminación, para seleccionar la configuración final se realizó una comparación de imágenes previamente procesadas por un código en Matlab® seleccionando finalmente la opción con menos perturbaciones debido a la intensidad de luz. El código en Matlab® se basó en la herramienta “Image Processing” mediante la función «imread», parte central del programa generado para esta investigación, el cual tomando un archivo de imagen (jpg, jpeg, png, bmp, raw, tiff, gif, xwd) la descompone en sus canales de color (rojo, verde y azul) y las ingresa en una matriz con valores de unit8, es decir se le asigna un valor específico a cada pixel en rojo, verde y azul en el rango de 0-255, a esta matriz se le denomina matriz RGB (red, green, blue). Una vez obtenida esta matriz RGB, se le aplica una fórmula matemática de conversión de RGB a escala de grises, la conversión del modelo RGB a una escala de grises de blanco al negro obedece a la respuesta cromática de los sensores en el ojo humano y se da mediante la fórmula siguiente:

$$gris = 29.9\%rojo + 58.7\% verde + 11.4\%azul \quad [3]$$

Con la matriz de escala de grises, se representa el gráfico de contorno mediante la función «contour». La función «contour» dibuja las curvas de nivel de la superficie representativa de un gráfico 3D, es decir, la proyección 2D del gráfico 3D.

Se utiliza el «contour» para facilitar la observación superponiendo la imagen original y las líneas de nivel representadas en el mapa de contorno. Finalmente, para tener una mejor idea del comportamiento en la imagen se grafica la columna central, es decir el perfil de intensidad de color de la imagen que se esté tratando, como se muestra en la figura.

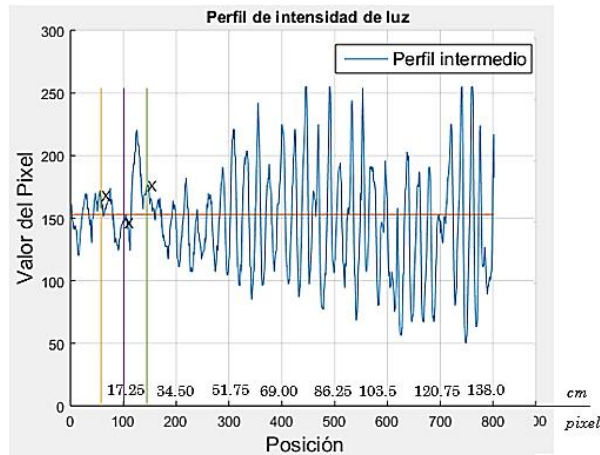


Figura 5. Perfil central para un $Q_{11}=283.878 \text{ l/s}$

DATOS INICIALES

Se presentan los datos correspondientes de cada variable de estudio, estos resultados indicarán qué variable se debe tomar en cuenta con respecto al gasto de operación como significativa para la determinación del rango de ubicación del punto de inyección del vertedor escalonado “El Zapotillo”. Se realizaron una serie de ensayos con 11 diferentes gastos de 100.706 l/s a 283.878 l/s, repitiendo ésta 3 veces para determinar su reproducibilidad, en la que el objetivo ha sido analizar mediante la simulación física, las características del punto de inyección de la intrusión de aire generada en el flujo de descarga del vertedor escalonado de la presa “El Zapotillo”, tomando en cuenta los parámetros y geometría físicos del modelo, así como de la obtención de datos. Una vez validada la información se procedió al tratamiento de los datos y descripción del comportamiento del vertedor escalonado con respecto a sus puntos de inyección. Los gastos analizados para cada prueba, se tomaron con base al número de vueltas de la válvula de alimentación, para que estos se encuentren en el mismo rango, el valor del gasto correspondiente se obtuvo por medio de la curva de carga-descarga del vertedor aforador.

Tabla 6. Gastos de experimentación

No. De gasto	No de vueltas	Carga h en mm	Gasto [l/s]
1	10	105	100.706
2	11	125	131.282
3	12	143	161.242
4	13	159	189.73
5	14	174	217.972
6	15	185	239.603
7	16	191	251.724

8	17	197	264.07
9	18	202	274.529
10	19	205	280.878
11	20	206	283.878

Los datos correspondientes al modelo de “El Zapotillo” que se utilizaron para las fórmulas de la tabla 1 son los siguientes:

Tabla 7. Parámetros del modelo “El Zapotillo”

Parámetro	Unidades	Valor	
Ángulo de la pendiente [θ]	Grados	39°	
Pendiente [S]	Adimensional	0.81	
Longitud de la huella [l]	m	0.030	
Altura del escalón [H]	m	0.024	
Gravedad [g]	m/s ²	9.81	
Ancho de vertido	m	5.3964	
Gasto [Q]	m ³ /s	Q ₇	0.251724
		Q ₈	0.26407
		Q ₉	0.274529
		Q ₁₀	0.280878
		Q ₁₁	0.283878
Gasto unitario [q _w]	m ³ /s/m ²	q _{w7}	0.046646653
		q _{w8}	0.048934475
		q _{w9}	0.050872619
		q _{w10}	0.052049144
		q _{w11}	0.05260507
Numero de Froude (F)	Adimensional	F ₇	7.37020098
		F ₈	7.73167823
		F ₉	8.03790621
		F ₁₀	8.22379793
		F ₁₁	8.31163462
Factor de fricción de Nikuradse [ks]	Adimensional	0.0186515	

RESUMEN DE RESULTADOS

Se muestran los resultados de la caracterización del punto de inyección de acuerdo a los análisis realizados de las pruebas experimentales de presión, nivel y procesamiento de imágenes, igualmente se presentan los resultados de los modelos matemáticos, así como de los ajustes realizados a los mismo. El índice de cavitación en el punto de inyección (σ_i) no pudo ser analizado ya que de acuerdo a la investigación bibliográfica solo (Matos, 1999) ha definido el índice de cavitación crítico en el punto de inyección, la limitante radica en que esta definición solo es válida para pendientes comprendidas entre 1v:0.7h a 1v:0.8h, quedando así el modelo fuera de este rango

Tabla 8. Resultados de las pruebas experimentales.

	Gasto	Características del punto de inyección			No. De escalón
		L _i	d _i	\bar{C}	
		(cm)	(cm)	(%)	
Sensores de presión	Q7-Q11	10-12.5	-	-	43
Sensores de nivel	Q7	20.5-41.5	4.5	-	36
	Q8		4.55		
	Q9		4.55		
	Q10		4.75		
	Q11		4.7		
Procesamiento de imágenes	Q7	17.595	-	2.857	42
	Q8	15.7		28.155	

	Q9	20.53		0.99	41
	Q10	16.215		2.020	42
	Q11	17.25		17.143	

Tabla 9. Resultados de la aplicación de los modelos matemáticos

Autor	Gasto	Modelos matemáticos empíricos			No. de escalón
		Características del punto de inyección			
		L_i (m)	d_i (m)	\bar{C} (%)	
Chanson, 1994	Q7	0.73	0.0251	0.5664	27
	Q8	0.7426	0.0255		
	Q9	0.7679	0.0262		
	Q10	0.7764	0.0264		
	Q11	0.7848	0.0267		26
Matos, 1999	Q7-Q11	-	-	0.6063	-
Matos, 1999	Q7-Q11	-	-	0.5065	-
Iguacel & García, 1999	Q7	0.4105	-	-	36
	Q8	0.4185	-	-	
	Q9	0.4345	-	-	35
	Q10	0.4399	-	-	
	Q11	0.4453	-	-	
Chamani, 2000	Q7	0.8504	-	-	24
	Q8	0.8679	-	-	
	Q9	0.9032	-	-	23
	Q10	0.9151	-	-	
	Q11	0.927	-	-	
Sánchez Juny, 2001	Q7	0.7745	-	-	26
	Q8	0.7876	-	-	
	Q9	0.8139	-	-	25
	Q10	0.8227	-	-	
	Q11	0.8315	-	-	

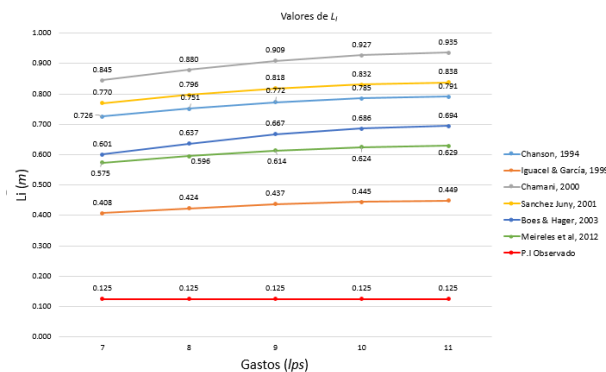


Figura 6. Valores de L_i de los modelos empíricos y el observado físicamente en el modelo

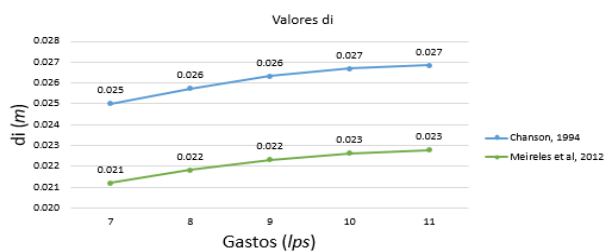


Figura 7. Valores de d_i según los modelos empíricos.

Ajuste de los modelos matemáticos empíricos

Debido a que los valores medidos en el mundo real difícilmente se ajustan de forma perfecta a un modelo, en primer lugar, debido a errores de medida, pero principalmente a que cualquier modelo matemático dado es una simplificación del mundo real, si éste tuviera en cuenta todos los factores que influyen en un conjunto de variables, sería inmanejable. En ocasiones es necesario ajustar el o los modelos matemáticos, eligiendo aquellos valores de los parámetros tales que la distancia entre los valores medidos de la variable X y los valores predichos aplicando el modelo minimizan el error

cometido. Los resultados de la aplicación de los modelos matemáticos empíricos al caso del modelo físico “El Zapotillo” para la ubicación del punto de inyección no coinciden exactamente con los resultados obtenidos en las pruebas experimentales, una de las principales causas podría adjudicarse entre otras razones a la escala de línea del modelo, pero sobre todo a su tipo de descarga convergente. Por tanto, existe la necesidad de realizar un ajuste a los modelos matemáticos empíricos ya descritos mediante un ajuste de curva con los datos obtenidos experimentalmente, es decir, encontrar los valores de los parámetros que mejor ajustan los modelos matemáticos a los datos experimentales, cabe aclarar que los ajustes realizados para cada modelo matemático serán solo de aplicación particular al modelo “El Zapotillo”.

Tabla 10. Resultado de los modelos ajustados

Modelos matemáticos ajustados				
Autor	Gasto	Características del punto de inyección		No. de escalón
		L _i	d _i	
		(m)	(m)	
Chanson ajustado	Q7	0.17273	0.05161	42
	Q8	0.17491	0.05194	
	Q9	0.17673	0.05222	
	Q10	0.17782	0.05239	
	Q11	0.17834	0.05247	
Iguacel & García ajustado	Q7	0.17242	-	42
	Q8	0.17349	-	
	Q9	0.17440	-	
	Q10	0.17494	-	
	Q11	0.17520	-	
Chamani ajustado	Q7	0.14408	-	43
	Q8	0.14748	-	42
	Q9	0.15033	-	
	Q10	0.15206	-	
	Q11	0.15287	-	
Sánchez Juny ajustado	Q7	0.17643	-	42
	Q8	0.17907	-	
	Q9	0.18128	-	
	Q10	0.18261	-	
	Q11	0.18323	-	
Boes & Hager ajustado	Q7	0.18821	-	42
	Q8	0.19032	-	41
	Q9	0.19212	-	
	Q10	0.19323	-	
	Q11	0.19375	-	
Meireles et al ajustado	Q7	0.17051	0.05598	42
	Q8	0.17272	0.05709	
	Q9	0.17458	0.05801	
	Q10	0.17570	0.05856	
	Q11	0.17623	0.05882	

CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados mostrados en la tabla 8, y tabla 10, se puede observar que la ubicación del punto de inyección se presenta entre los escalones 41 y 42, por otro lado, de acuerdo a la tabla 9, los resultados de los modelos quedan limitados con respecto a los resultados de las pruebas experimentales, presentándose la ubicación del PI entre los escalones 22 a 35, siendo los resultados de (Iguacel & García, 1999) los más cercanos, pero fuera del rango que señalan las pruebas experimentales.

A partir de un gasto igual a 251.724 l/s en los piezómetros 9 y 10 las presiones máximas y mínimas son positivas a diferencia de los anteriores gastos y este comportamiento permanece en los gastos sucesivos, esto quiere decir que en la carga total no se encuentra cavidades de aire en el pseudo fondo de los escalones, por lo que se cuenta con la presencia de una zona no aireada. Se deduce que existe un cambio de régimen en el flujo, es decir, se pasó de un flujo saltante donde desde el inicio de vertido se presentan caídas sucesivas, es por esto que en gastos por debajo de los 251.724 l/s en todos los piezómetros se presentan presiones negativas, a un flujo rasante donde de acuerdo a la revisión de literatura en primera instancia se encuentra la zona inicial donde el flujo es no aireado (presiones positivas), seguidamente se desarrolla la capa límite que aumenta hasta alcanzar la

superficie libre provocando la aireación natural del flujo, que es donde se encuentra presente el punto de inyección y con ello el comienzo de un flujo gradualmente variado.

En primera instancia se debe tener en cuenta que la descarga del vertedor escalonado “El Zapotillo” es convergente y el comportamiento de flujo en este tipo de vertedores ha sido escasamente estudiado por lo que no se cuenta con información suficiente, sin embargo, cumpliendo con uno de los objetivos específicos, el presente trabajo demuestra que la metodología experimental usada por los investigadores en modelos de pequeña escala y con descarga no convergente para estudiar la localización del punto de inyección puede ser aplicada igualmente a modelos de gran escala y de descarga convergente, de esta manera, se puede evitar que los resultados del modelo no sean contradictorios con respecto al prototipo debido a los fuertes efectos de escala que podrían presentarse.

AGRADECIMIENTOS

Por el apoyo económico, escolar y profesional a: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

REFERENCIAS

- Arreguín Cortés, F., & Alcocer Yamanaka, V.** (2011). *Diseño hidráulico de vertedores*. Jiutepec, Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Boes, R., & Hager, W.** (2003). Two-phased flow characteristics of stepped spillways. *Journal Hydraulic Engineering*, 129(9), 661-670.
- Chamani, M.** (2000). Air inception in skimming flow regime over stepped spillways. *In Proc., Int. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways*, 61-67.
- Chanson, H.** (1994). *Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways*. Gran Bretaña: Pergamon.
- Chanson, H.** (1994). *Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways*. Pergamon.
- Chanson, H.** (2002a). *The hydraulic of stepped chutes and spillways*. Balkema Publishers.
- Chanson, H., & Toombes, L.** (2004). Experimental study of gas-liquid interfacial properties. *Environmental Fluid Mechanics*, 2, 241-263.
- Elviro, V., & Mateos, C.** (1995). Spanish Research into Stepped Spillways. *International Journal of Hydropower and Dams*, 2(5), 61-65.
- González, C., & Chanson, H.** (2007). Diseño hidráulico de vertedores escalonados con pendientes moderadas: metodología basada en un estudio experimental. *Ingeniería hidráulica en México*, 22(2).
- Iguacel, C., & García, V.** (1999). Aliviaderos escalonados: comienzo de la aireación natural. Disipación de energía en la rápida. *Ingeniería Civil*, 113, 27-34.
- Matos, J.** (1999). Emulsión de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores de cheias em degraus. *Tese de doutoramento-Instituto Superior Tecnico*.
- Meireles, I., Renna, F., Matos, J., & Bombardelli, F.** (2012). Skimming, non-aerated flow on stepped spillways over roller compacted concrete dams. *Journal Hydraulic Engineering*, 138(10), 870-877.
- Ohtsu, I., & Yasuda, Y.** (1997). Characteristics of flow conditions on stepped channels. *27th IAHR Biennial Congress*, D, 583-588.
- Ohtsu, I., Yasuda, Y., & Takahashi, M.** (2004). Flow characteristic of skimming flow in stepped channels. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, 130(9).
- Sánchez Juny, M.** (2001). *Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de hormigón compactado. Análisis del campo e presiones*.

APROXIMACIÓN NUMÉRICA A LA DINÁMICA DE LA INTERFASE DE UN FLUIDO ESTRATIFICADO DEBIDO AL ESFUERZO DE CORTE EN LA SUPERFICIE

Luis Zamorano R¹., Yarko Niño C².

¹ Ingeniero de Estudios, Instituto Nacional de Hidráulica, Ministerio de Obras Públicas. luiszamorano@inh.cl.

² Profesor Titular. Departamento de Ingeniería Civil y Advance Mining Technology Center, Universidad de Chile. ynino@ing.uchile.cl

Introducción

El desarrollo de la mecánica de fluidos computacional ha permitido extender su uso a diversas aplicaciones en el ámbito de la hidráulica experimental.

En esta publicación se presenta la aplicación de un modelo numérico a un set de casos experimentales (Niño et al., 2003) en donde se disponen de resultados de procesos de mezcla de dos fluidos de distinta densidad, debido al forzamiento externo. Esta condición corresponde a una situación compleja de resolver numéricamente, debido a los procesos de mezcla turbulenta, y por lo tanto un caso interesante para evaluar el desempeño de modelos numéricos. El montaje experimental de referencia corresponde al desarrollado para estudiar los procesos de mezcla y la dinámica de la interfase de un fluido estratificado de dos capas debido al esfuerzo de corte en la superficie, similar al efecto que tiene el viento en un lago, tal como se expone en Stevens and Imberger (1996).

Se disponen de 24 configuraciones distintas las que serán reproducidas numéricamente usando el modelo OpenFoam. Las configuraciones consideradas corresponden a distintos conjuntos de ensayos, donde las variables más relevantes son el número de Richardson, $Ri^* = g h / u_*^2$, donde g es la aceleración gravitacional, h el espesor de la capa superficial y u_* la velocidad friccional. Esta velocidad friccional, $u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$, donde ρ es la densidad, es, en otras palabras, el esfuerzo de corte superficial, τ_0 , que induce una velocidad horizontal constante del flujo en la superficie.

La instalación experimental y numérica corresponde a un estanque de 1.8 metros de largo, con una cinta transportadora que mueve el flujo en la superficie. Más detalles de la instalación experimental, la cual es igual a la numérica, pueden ser consultados en Niño et al. (2003).

Modelo Numérico

Para el desarrollo del presente trabajo se utiliza OpenFoam. En el caso del presente estudio, el solver más adecuado es el denominado TwoLiquidMixingFoam y que ha sido utilizado últimamente en varias aplicaciones similares, por ejemplo para descargas salinas en cuerpos receptores estratificados (Yan, 2019). Sin embargo, por limitaciones prácticas que tiene ese solver (factibilidad de incluir porosidad como se explicará en el artículo final), se ha optado por generar un solver propio basado en la aproximación de Boussinesq, usando como base el solver buoyantBoussinesqPimpleFoam. Además, como se justificará más adelante, se usa una aproximación a la turbulencia denominada Detached Eddy Simulation (DES) (Spalart, 2009). Se presentan entonces dos conjunto de ecuaciones, la filtrada espacialmente (LES) y la filtrada temporalmente (RANS). La ecuación filtrada espacialmente, entonces, considerando la aproximación de Boussinesq es:

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \cdot \nabla \bar{u} = -\frac{1}{\rho_0} \nabla \bar{p} + \nu \nabla^2 \bar{u} - \nabla \tau_{SE} + g'$$

Donde \bar{u} es la velocidad del flujo, \bar{p} la presión dinámica, ν es la viscosidad cinemática. τ_{SE} corresponde a los esfuerzos espaciales no resueltos por el tamaño de la grilla (los que son modelados), ν representa la viscosidad, y g' corresponde a la gravedad reducida, la cual se determina a partir de un trazador:

$$g' = g \frac{K}{\rho_0}$$

$$\frac{\partial K}{\partial t} + \bar{u} \cdot \nabla K - \frac{\nu_{T+m}}{S_t} \nabla^2 K = 0$$

En donde, ν_{T+m} es la viscosidad turbulenta, S_t es el número de Smith (turbulento más molecular), K es un trazador que representa la diferencia de densidad, o mejor, el exceso de densidad por sobre la densidad de equilibrio (ρ_0).

$$K = \Delta \rho = \rho - \rho_0$$

Por simplicidad, el modelo se considera bidimensional. Si bien esta condición presupone una simplificación relevante para que el uso de DES sea poco realista, y en ese sentido sea mejor aplicar un enfoque de tipo RANS, en la práctica mostró un mejor desempeño en el proceso de mezcla que el enfoque tradicional. Lo anterior es relevante, y existe dependencia del tamaño de la grilla considerado. Al ser 2D, el requerimiento computacional es muy bajo y permite tener grillas pequeñas respecto de la escala integral turbulenta, y de esa manera lograr resolver una cantidad importante de la energía cinética turbulenta total, sin necesidad de incorporar un modelo de cierre para ello.

De acuerdo con lo anterior, se uso una grilla de tamaño variable de 1 mm a un máximo de 4 mm. La variación se hace considerando el campo de velocidades, en donde las celdas más energéticas corresponden a las celdas superiores de modo que tienen el tamaño más pequeño, con el fin de ser consistentes con lo señalado respecto de la longitud de escala turbulenta.

Cabe mencionar finalmente, que en las paredes se tienen valores de y^+ en el rango de la aplicabilidad de las funciones de pared y que corresponden a la ecuación temporalmente filtrada (RANS).

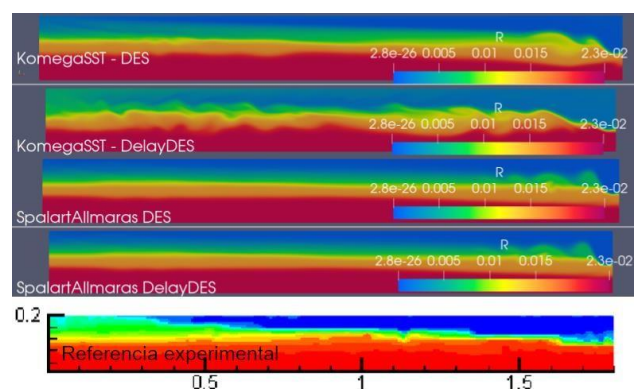


Figura 1.- Selección del modelo de cierre, comparación de distintas aproximaciones v/s la referencia experimental para el caso 7.

Resultados

Inicialmente se han realizado un sin número de experimentos (alrededor de 100) con el fin de verificar la mejor aproximación respecto al proceso de mezcla y a la definición de las condiciones de contorno. Tal como se comentó, se descartó el uso de RANS, al menos con los modelos $K - \epsilon$ y $K - \omega$ SST, por ser menos difusivos que DES (Y que los datos experimentales). Cabe mencionar que una limitación adicional de OpenFoam es que estas ecuaciones de cierre no incluyen el término fuente boyante generado por la diferencia de densidad y que puede ser relevante en este análisis.

Dado lo anterior, y obteniendo un resultado más cercano al experimental es que se opta por usar DES. En la Figura 1 se muestra los resultados de un experimento. En ellos se puede ver el resultado a un instante de tiempo de 300 segundos desde la puesta en marcha desde el reposo. En la parte inferior de la figura se presenta la imagen de referencia del experimento, el color representa la concentración del trazador, el experimento se formula usando agua de densidad variable entre 1000 y 1021.5 kg/m³. Los resultados muestran que los modelos permiten identificar la pendiente de la interfase de mezcla, mostrando un resultado relativamente similar, lo cual es motivo de estudio. Finalmente, de la figura y de otros análisis, se pudo determinar que la mejor aproximación para el caso de estudio fue obtenida considerando un modelo de tipo DES con $K - \omega$ SST.

De esta manera se consideró realizar un set de 24 ensayos considerando finalmente esta aproximación. Los experimentos numéricos consideraron un período de simulación de 15 minutos. En todos los casos, los modelos mostraron que al inicio se genera un proceso de estabilización en donde se observan efectos transientes, como la generación de ondas largas, las que de a poco empiezan a disiparse hasta obtener una condición pseudo permanente, ya que la mezcla continúa de forma que se genera un descenso de la interfase. A pesar de lo anterior, el proceso es lento y se puede obtener una representación constante como para obtener el valor de la pendiente de la interfase. Los resultados de estas pendientes fueron comparados con los datos experimentales y con la teoría (Spigel and Imberger, 1980). Se presentan a continuación en la Figura 2.

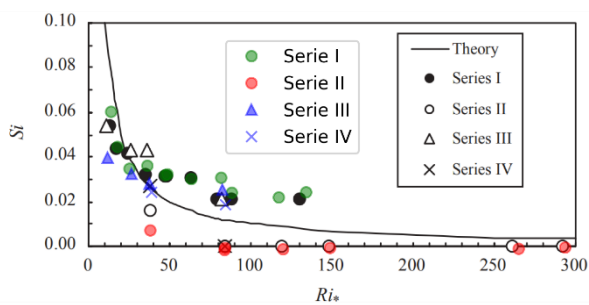


Figura 2. -Comparación del Número de Richardson y la pendiente de la interfase. En blanco y negro, resultado experimental, mientras que en colores el modelo numérico.

El resultado muestra la relación entre el número de Richardson y la pendiente de la interfase obtenida a los 10 minutos del ensayo. En color los resultados numéricos, y en blanco y negro los experimentales. Los resultados fueron, además, clasificados en series que representan una familia de experimentos similares.

Además de la presente comparación, se realizaron comparaciones considerando el número de Wedderburn, la velocidad de incorporación (o la tasa a la que desciende la interfase) y la velocidad de corte.

Conclusiones

Las conclusiones más relevantes a la hora de elaborar el presente resumen son las siguientes:

- Se puede observar que existe un efecto importante de la condición de cierre en la estimación de la velocidad de incorporación. Lo anterior puede ser tratado también como un valor de calibración y ajuste considerando por ejemplo el número de Smith molecular y turbulento, que en este proyecto se consideró en base a la literatura recomendada.
- El modelo reproduce en forma muy similar los resultados experimentales en lo que se refiere a la pendiente de la interfase. En ese sentido la herramienta numérica permite explorar más allá de las capacidades experimentales al considerar en los análisis por ejemplo el cálculo de los gradientes de densidad. En ese sentido se pudo verificar, usando esa técnica la presencia de más de una interfaz, no detectada en los resultados experimentales, la cual puede estar asociada a números de Richardson distintos generados internamente en el proceso de mezcla. Por otra parte, la herramienta permite extender el set de ensayos, a condiciones que pueden ser difíciles de reproducir experimentalmente.
- La condición de similitud entre resultado experimental y numérico hace ver que el ajuste teórico no sea adecuado en todo el rango de casos. Esto requiere una mayor profundización de los resultados los que pueden llevar a modificar las condiciones experimentales, o eventualmente a mejorar la teoría presentada.

Acknowledgments

Powered@NLHPC: Esta investigación/tesis fue parcialmente apoyada por la infraestructura de supercómputo del NLHPC (ECM-02).

Referencias

- Kranenburg, C.** (1984). "Wind-induced entrainment in a stably stratified fluid". *Journal of Fluid Mechanics*, 145, 253-273.
- Yan, X., Mohammadian, A., & Chen, X.** (2019). "Three-dimensional numerical simulations of buoyant jets discharged from a rosette-type multiport diffuser". *Journal of Marine Science and Engineering*, 7(11), 409.
- Spigel, R. H., and Imberger J.** "The classification of mixed-layer dynamics of lakes of small to medium size." *Journal of physical oceanography* 10.7 (1980): 1104-1121.
- Spalart, P. R.** "Detached-eddy simulation." *Annual review of fluid mechanics* 41 (2009): 181-202.
- Niño, Y., Caballero R., and Reyes, L.** "Mixing and interface dynamics in a two-layer stratified fluid due to surface shear stress." *Journal of Hydraulic Research* 41.6 (2003): 609-621.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA SOCAVACIÓN EN UN LECHO GRANULAR AGUAS ABAJO DE UN LECHO FIJO PRODUCTO DE UN PULSO ALUVIONAL

Jaime Cotroneo, Aldo Tamburrino y Constanza Lagos.

Investigador Instituto Nacional de Hidráulica, Chile, jaimecotroneo@inh.cl
 Profesor Asociado Departamento de Ingeniería Civil, Investigador Asociado, Advanced Mining Technology Center (AMTC) Universidad de Chile, Chile, atamburr@ing.uchile.cl
 Egresada de pregrado Ingeniera Civil, Universidad Federico Santa Maria, Chile, constanza.lagos@alumnos.usm.cl

Introducción

Un flujo de detritos o aluvión, es una mezcla de sólidos y líquido que se mueve por efecto de la gravedad y que es capaz de tener gran movilidad, alcanzando grandes distancias hasta su detención en terrenos muchas veces de baja pendiente. Estos ocurren cuando masas de sedimento agitadas y saturadas por agua, deslizan a lo largo de una pendiente por acción de la fuerza de gravedad (Montserrat, 2005).

Este tipo de fenómeno posee un gran poder destructivo debido a que puede alcanzar grandes velocidades inclusive cercanas a los 10 [m/s] y volúmenes que pueden llegar a los 109 [m³] (Iverson, 1997, 2014), por lo que los flujos detríticos tienen el potencial de provocar gran devastación, removiendo todo lo que encuentre a su paso: vegetación, infraestructura y poblaciones, entre otros.

La erosión producto de los aluviones es un campo poco entendido, y en el cual las observaciones experimentales y de campo muchas veces se contradicen (Stock y Dietrich, 2006). Por ejemplo, En estudios de campo se observa que la mayor tasa de erosión es en el frente del flujo aluvional, debido a una mayor concentración de sólidos, lo que conlleva a una mayor fuerza de corte basal, en cambio en laboratorio se encuentran resultados que indican que a mayor concentración de sólidos menor es la tasa de erosión y viceversa (Hungt et al., 2005). Otros ensayos señalan que un aumento en la concentración de sólidos, produce un aumento de erosión hasta un valor de concentración determinado, en el cual comienza a disminuir la erosión a medida que sigue aumentando la tasa de concentración de sedimentos en el flujo.

Debido a la complejidad del fenómeno y el poder destructivo que poseen de los flujos aluvionales, se han diseñado y construido distintas obras de protección, las cuales pueden ser de disipación de energía, sistema de presas, sistemas de conducción o desviación, entre otras, las cuales ayudan a aminorar la energía del flujo y retener sólidos. Para flujos de agua, el estudio de la socavación local al pie de radieres o losas de protección, es decir, en el cambio de lecho fijo a móvil se encuentra estudiado por varios autores (Simons y Şentürk, 1977; Bormann and Julien, 1991; Chatterjee et al., 1994; Gaudio et al., 2000) en cambio para flujos detríticos los autores encontraron solo el estudio de De Haas and Weorkom (2016), donde mediante ensayos experimentales identifican cuales los parámetros en la composición de los flujos aluvionales más relevantes en los procesos erosivo de estos.

Objetivo-del estudio

El objetivo principal del trabajo es estudiar experimentalmente el proceso de socavación local debido a la discontinuidad lecho fijo-lecho móvil generado por flujos supercríticos turbulentos de agua y un barro con comportamiento no-newtoniano. En particular, se buscan relaciones adimensionales entre la socavación máxima, su ubicación y longitud de de la fosa de socavación con las variables que caracterizan al flujo y al sedimento granular que constituye el lecho móvil.

Instalación experimental y metodología

Para ello se cuenta con una canal de investigación con pendientes fuertes capaz de simular un pulso aluvional. Para ello se varió el volumen del estanque, la pendiente del lecho, diámetro medio del lecho móvil y las propiedades del flujo intersticial

Para realizar los experimentos se cuenta con un canal instalado en el Instituto Nacional de Hidráulica, con un largo de 3.42 m ancho de 0.2 m y alto de 0.2 m el que en su cabecera dispone de un estanque de carga que permite almacenar un volumen máximo de 100 litros de agua o barro. El canal es de pendiente variable entre 15° a 35°. De los 3.42 metros de largo los primeros 2 metros corresponden a un lecho fijo, el siguiente metro a lo constituye un lecho de arena con una profundidad de 0.8 metros. El canal finaliza con un tramo de lecho fijo de 0.4 m. El tramo de lecho móvil tiene paredes de acrílico, lo que permite visualizar y registrar el proceso de socavación mediante cámaras fotográficas y de video. El canal se instala de dentro de una cámara oscura para registrar el fenómeno sin interferencia de la luz exterior. En la Figura 1 se presenta la instalación experimental. El barro utilizado en los experimentos corresponde una mezcla de bentonita y agua.

Para generar el pulso aluvional, se deposita la mezcla o el agua en el estanque superior del canal, que está controlado por una compuerta. Esta compuerta se abre de forma abrupta para iniciar la descarga del volumen almacenado en el estanque.

Una vez generado el pulso aluvional se registra con una cámara superior Sony RX0 y otra lateral Reflex Sony SLT A57 (ubicada en la zona del lecho móvil), además se ubica un sensor ultrasónico a 0.2 metros aguas arriba de la transición. Se registró la velocidad superficial con la técnica PIV, gracias al video obtenido de la cámara superior a 120 fps. Al finalizar el pulso se escanea en 3D la fosa de socavación. Esto se desarrolla de forma manual con la ayuda de una hinchable laser Bosh GLM80, ubicada sobre una plancha de acrílico, diseñada con perforaciones para asegurar los mismos puntos en cada ensayo. A modo de muestra en la Figura 2 se observa una vista lateral de un ensayo.



Figura 1. - Canal experimental. (1) Estanque de entrada. (2) Compuerta para controlar flujo. (3) Sección de lecho fijo. (4) Sección de lecho móvil. (5) Desagüe. (6) Sección final del Canal. (7) Estanque de Salida.

Ensayos

Los ensayos se realizaron con agua y con barro generado por una mezcla de agua y bentonita. Los pulsos de flujo se generaron

mediante la descarga de 3 volúmenes predefinidos de agua o barro (20,30 y 40 litros). Los experimentos se realizaron para 3 pendientes del canal (25°,30° y 35°). El lecho móvil está formado por arenas de (1.2 mm y 0.925 mm). Cada ensayo se repitió para ver su reproducibilidad. En total se realizaron 72 ensayos.

La mezcla entre agua y bentonita, representa un fluido tipo Bingham. Diversos autores (Iverson 1997, Iverson et al. 2010, Takahashi 2014, entre otros), indican que muchos flujos de detríticos ocurridos en la naturaleza pueden modelarse como un fluido equivalente tipo Bingham, sobre todo para flujos con alto contenido de fino. Esto, porque el esfuerzo de fluencia da cuenta de los esfuerzos friccionales entre las partículas. La ley constitutiva de un fluido tipo Bingham para un flujo gradualmente variado con una dirección predominante es:

$$\tau_0 = \tau_f + K \frac{\partial u}{\partial y} \quad [1]$$

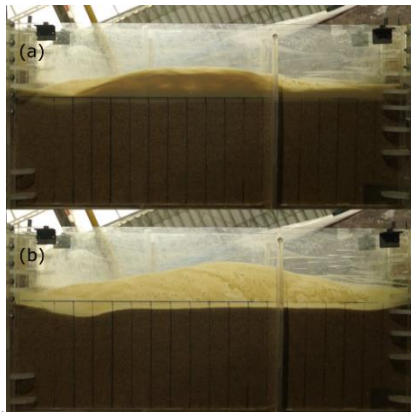


Figura 2. - Ensayo con ángulo de inclinación 30°, Volumen 30 litros y fluido mezcla de agua y bentonita. (a) Inicio de la socavación al pie. (b) Estado final de la socavación al pie.

Resultados

El primer resultado importante se obtiene al comparar la profundidad de la fosa de socavación obtenido a lo largo del eje del canal, siendo mayor en todos los casos para los ensayos con agua. En la Figura 3 se presentan los perfiles longitudinales de socavación adimensionalizados por la socavación máxima (z_{max}) y por el largo donde se produce esta socavación máxima (l_{max}) en el eje horizontal. Los símbolos amarillos corresponden a los datos obtenidos para la mezcla agua-bentonita y en azul a los ensayos con agua. Al graficar los perfiles adimensionales se puede detectar diferencias en la escala utilizada para adimensionalizar las longitudes. En el gráfico de la Figura 3 se observa un buen colapso de las mediciones correspondientes al perfil de socavación aguas arriba del lugar donde se produce la socavación máxima. Sin embargo, aguas abajo de esta ubicación se observa una gran dispersión de los datos experimentales y una segregación de ellos dependiendo de si el flujo es de agua o barro, indicativo de un eventual cambio de longitud característica con la que escala la socavación. La segregación de los datos aguas abajo del punto de socavación máxima desaparece si la socavación es escalada con una segunda escala de longitud, basada en el volumen descargado por unidad de ancho, $l_v = \sqrt{V/B}$, donde V es el volumen descargado y B el ancho del canal, como se aprecia en la Figura 4. Sin embargo, esta nueva escala no disminuye la dispersión de los datos, indicando que aún falta incorporar otras variables en el escalamiento, tales como el exceso de esfuerzo de corte sobre el crítico de Shields y el número de Reynolds de la partícula (modificados para el caso de plástico de Bingham), lo que se encuentra en estudio.

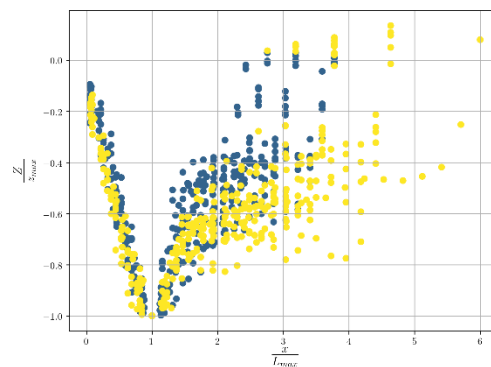


Figura 3.- Grafico del perfil adimensional de la socavación. Adimensionalizado por l_{max} en el eje horizontal.

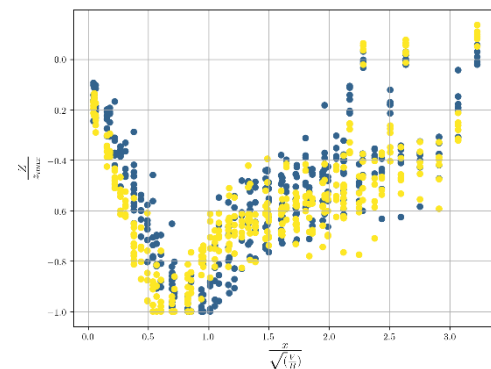


Figura 4.- Grafico del perfil adimensional de la socavación. Adimensionalizado por $\sqrt{V/B}$ en el eje horizontal.

Referencias

- Bormann, NE. and Julien, PY.** (1991). Scour downstream of gradecontrol structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 579–594.
- Chatterjee, SS., Ghosh, SN., and Chatterjee, M.** (1994). Local scour due to submerged horizontal jet. *Journal of Hydraulic Engineering*, 973–992.
- De Haas, T and Woerkom, T** (2016). Bed scour by debris flows: experimental investigation of effects of debris-flow composition. *Earth Surface Processes and Landforms*.
- Gaudio, R., Marion, A., and Bovilin, V.** (2000). Morphological effects of bed sills in degrading rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 89–96.
- Hungr, O, McDougall, S and Bovis, M** (2005). *Entrainment of material by debris flows*. Springer Praxis Books.
- Iverson, R** (1997). The Physics of Debris Flow. *Review of Geophysics*, 35(97):245–296.
- Iverson RM, Logan M, LaHusen RG, Berti M.** (2010). The perfect debris flow? Aggregated results from 28 large-scale experiments. *J Geophys Res*.
- Iverson, R and David G** (2014). A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy. I. Physical basis Author for correspondence.
- Montserrat S.** (2005). *Estudio Experimental de Obras de Protección Contra Aluviones*.
- Simons, D. y F. Şentürk** (1977) *Sediment Transport Technology*. Water Resources Publications, Fort Collins, USA
- Stock, J. D. y Dietrich, W. E** (2006). Erosion of steepland valleys by debris flows. *Geological Society of America Bulletin*.
- Takahashi T.** (2014). *Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures*. 2nd ed. London (UK): CRC Press.

ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO DE LA TOPOGRAFÍA ADQUIRIDA CON SISTEMAS AÉREOS NO TRIPULADOS (UAS) EN MODELACIÓN HIDRÁULICA 1D Y 2D

(1) Arcila, J.D. (1) Restrepo, C. (1) Vega, J.A. y (1) Botero, B.A.*

(1) Universidad de Medellín. Carrera 87 N° 30 – 65, Medellín, Colombia. Tel.+57 (604) 590 45 00. *babotero@udem.edu.co

RESUMEN:

En este artículo se analiza los resultados de la modelación hidráulica en un modelo hidráulico 1-D y 2D a partir de la topografía adquirida con sistemas aéreos no tripulados (UAS) aplicado en zonas de diferente geomorfología bajo condiciones hidráulicas promedio. El resultado del análisis muestra que la calidad de la información topográfica adquirida con UAS, depende de la cobertura vegetal presente en el terreno presentando a menor densidad de cobertura vegetal mayor calidad. Para los casos en los que se obtiene una gran calidad, se evidencian mejores resultados en la modelación hidráulica 2D

ABSTRACT:

This paper analyses the results of hydraulic modelling in a 1-D and 2D hydraulic model from the topography acquired with UAS applied in areas of different geomorphology under average hydraulic conditions. The result of the analysis shows that the quality of the topographic information acquired with UAS depends on the vegetation cover present in the terrain, presenting a lower density of vegetation cover, a higher quality. For cases where high quality is obtained, better results are seen in 2D hydraulic modelling.

PALABRAS CLAVES: Sistemas Aéreos no Tripulados (UAS), Topografía Convencional, Modelación Hidráulica.

INTRODUCCIÓN

Los avances tecnológicos en el campo de la fotogrametría digital y el desarrollo de los sistemas aéreos no tripulados (UAS) con cámaras de muy alta resolución (VHR), ha hecho recurrente el uso de estas tecnologías en el campo de la generación de modelos topográficos del terreno a partir de fotografías aéreas, haciendo uso de algoritmos de estructura a partir del movimiento (SfM) mediante un proceso fotogramétrico digital de imágenes. Estos modelos topográficos, se utilizan habitualmente como insumos para la modelación hidráulica en zonas de diferente geomorfología y permiten representar gráficamente la superficie terrestre con sus respectivas formas y detalles.

A pesar de los antecedentes de la confiabilidad de los resultados de las modelaciones, aún existe escasa información de la influencia del método de obtención de la topografía que describe las características morfológicas de la zona de estudio, en el comportamiento de una mancha de inundación y las variables hidráulicas como caudal, velocidad, lámina de agua y número de Froude (Ayala, et al 2018). Si bien, el modelo topográfico adoptado es un elemento determinante para obtener mejores resultados, los errores en un modelo de representación topográfica pueden tener grandes consecuencias en los resultados de una modelación hidráulica, en especial, en aquellos resultados de vital importancia para la clasificación, determinación y gestión de áreas inundables de un territorio (Gil, et. Al., 2011).

A pesar del poco conocimiento del desempeño de la información obtenida a partir de los sistemas aéreos no tripulados (UAS), habitualmente denominados drones, para las modelaciones hidráulicas se ha incrementado la necesidad de implementar estas tecnologías y metodologías, debido al actual surgimiento de nuevos y grandes proyectos ingenieriles, como centrales hidroeléctricas, canales, entre otros, y al incremento y severidad de problemáticas ambientales asociadas al tema hidrometeorológico como avalanchas, avenidas torrenciales y demás, en lugares de difícil acceso donde levantamientos de información topográfica con métodos tradicionales son difíciles de realizar o son más costosos como es el caso de levantamientos topográficos con tecnología LiDAR (Light Detection and Ranging).

En este artículo, se analiza el desempeño de la topografía adquirida con sistemas aéreos no tripulados (UAS) en modelaciones hidráulicas aplicadas en zonas de diferente geomorfología bajo condiciones hidráulicas promedio. Los resultados del estudio muestran que la calidad de la información topográfica adquirida con UAS, depende de la cobertura vegetal presente en el terreno, presentando mayor calidad en zonas de menor densidad de cobertura, evidenciando mejores resultados en la modelación hidráulica 2D.

MATERIALES Y MÉTODOS

La zona de este estudio se encuentra enmarcada en la cuenca del Río Negro, localizada en la región Andina en la vertiente oriental de la Cordillera Central, ubicada en la subregión del Oriente Antioqueño (**Figura 17**). Allí se localiza la corriente La Agudelo (corriente de análisis), cuya subcuenca tiene una densidad de drenaje de 3 Km/Km². En Colombia, las cuencas con densidades mayores al valor anterior se consideran como bien drenadas, lo que corresponde a grandes volúmenes de escurrimiento y velocidades de desplazamiento de las aguas.



Figura 17. Localización geográfica de la cuenca del Río Negro

La cuenca La Agudelo tiene un área de 46.76 Km², un perímetro de 43.53 Km, una longitud del cauce hasta su desembocadura en el río Pantanillo de aproximadamente de 19.17 Km, una elevación máxima de 3106 msnm y una elevación mínima de 2151 msnm. Con respecto a las demás cuencas de la zona, esta se caracteriza por tener las pendientes más elevadas, predominando en su área valores de 50% a 75% que la clasifican entre el rango de moderada y ligeramente escarpada (Consortio POMCAS Oriente Antioqueño, 2017).

En la zona escogida para llevar a cabo el estudio, se planificó un levantamiento asistido por UAS utilizando un plan de vuelo en Pix4D (PIX4D, Lausana, Suiza) a 200 m de altura de vuelo. El conjunto de datos de imágenes se adquirió en septiembre de 2020, utilizando un dron cuadricóptero multi-rotor, DJI Phantom 3 PRO (DJI, Shenzhen, China), con una cámara RGB de 12 megapíxeles (sensor CMOS de 1/2,3"). Este dron está equipado con una unidad de medición inercial (IMU) y GPS para la georreferenciación de las fotografías aéreas. Adicionalmente, se levantaron secciones transversales del cauce de estudio, mediante una estación total TOPCON GTS-245NW.

Mediante los aplicativos informáticos *Agisoft Metashape v. 1.2.6* (Agisoft LLC, St. Petersburg, Russia) y *DroneDeploy v. 4.11.0* (DronDeploy Inc, San Francisco, USA), se realizó un procesamiento fotogramétrico digital de las imágenes RGB adquiridas por medio del UAS, evaluando los aspectos fuertes y débiles de cada software bajo diferentes condiciones geomorfológicas, zona plana y montañosa. Las superficies o modelos topográficos generados en los aplicativos mencionados, se utilizaron como datos de entrada para realizar modelaciones hidráulicas en los aplicativos informáticos IBER v 2.5.1 y HEC RAS v. 5.0.7, incluyendo parámetros de análisis como la velocidad, la altura de lámina de agua y el número de Froude.

Se eligieron dos tramos en el cauce de interés. El primero denominado montañoso corresponde con un tramo encañonado ubicado aguas arriba en la zona de la cuenca de pendientes más elevadas. El segundo, un tramo denominado ancho, en el cual la corriente discurre por entre un valle amplio como se observa en la Figura 2. Para ambos tramos se obtuvo una cartera topográfica que contiene la información de altura de una nube de 200 puntos distribuidos en 5 secciones transversales en la zona montañosa, en una distancia de 73 m de longitud, y 6 secciones transversales en la zona plana, distribuidas en 102 m de longitud



Figura 2. Tramos de estudio de la corriente La Agudelo. Zona montañosa (Izq) y zona plana (Der)

Una vez obtenido el levantamiento topográfico por ambos métodos, se realizó el aforo de la corriente de agua analizada en ambas secciones, de forma que fuese posible calibrar el modelo hidráulico. Adicionalmente se establecen con muestras del lecho y fotografías los parámetros para la estimación del parámetro de rugosidad n , de la ecuación de Manning. Finalmente se implementan los modelos hidráulicos HEC RAS para una modelación 1D y el modelo IBER para una modelación 2D.

RESULTADOS

En cada zona analizada, se adquirió una secuencia de fotografías RGB de muy alta resolución usando el UAS. A partir del procesamiento de las fotografías aéreas, se obtuvo un modelo topográfico, habitualmente denominado modelo digital de elevaciones (DEM), de resolución espacial de 12.5 cm, del cual se extrajeron secciones transversales en los mismos lugares geográficos donde se realizaron por medio de topografía convencional con la estación total. En la Figura 3 y Figura 4 se presentan los ortofotomosaicos y el DEM obtenido por UAS, para la zona montañosa y la zona plana. El procesamiento del DEM para ambas zonas se realiza por *Agisoft Metashape v. 1.2.6* (Agisoft LLC, St. Petersburg, Russia) y *DroneDeploy v. 4.11.0* (DronDeploy Inc, San Francisco, USA). Para la zona montañosa se eligen los resultados provenientes del DEM obtenido del proceso realizado a partir del DSM adquirido de Agisoft Metashape y la nube de puntos interpolada en ArcGIS como información base para su uso en las posteriores modelaciones hidráulicas. Mientras para la zona plana se seleccionan los resultados provenientes de DroneDeploy debido a la gran mejora en la estimación del terreno.

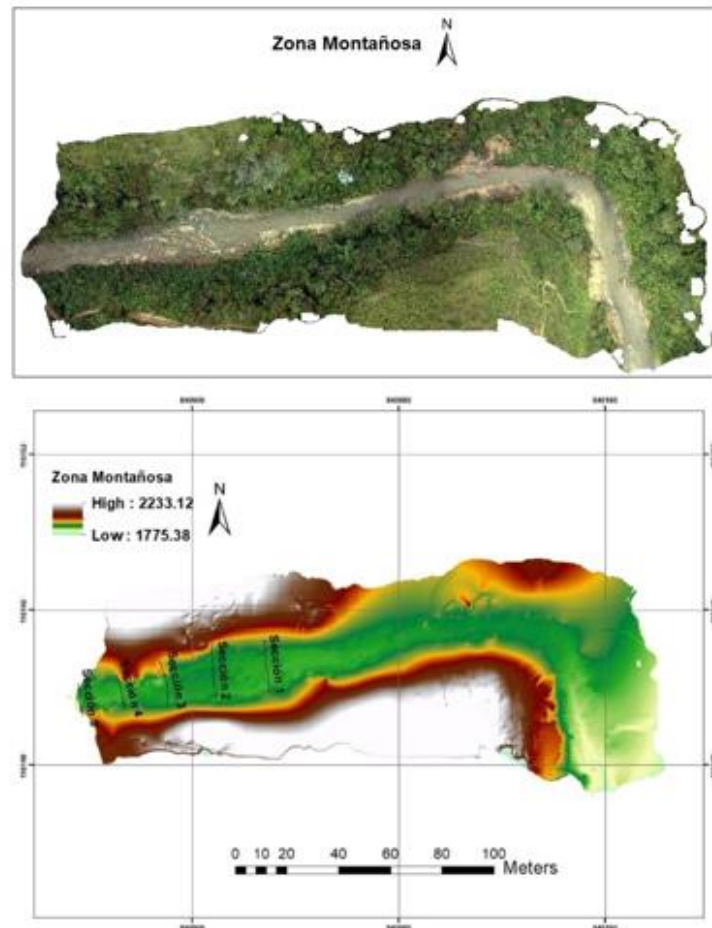


Figura 3. Ortofotomosaico obtenido de Agisoft Metashape y modelos de elevación digital obtenido con UAS para la zona montañosa

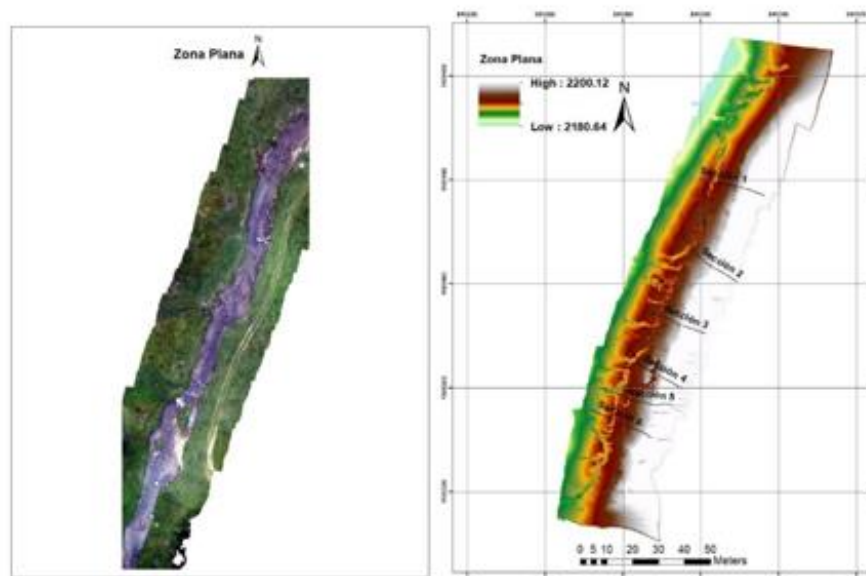


Figura 4. Ortofotomosaico obtenido de DronDeploy y modelos de elevación digital obtenido con UAS para la zona montañosa

Los caudales utilizados para la simulación hidráulica se extraen del estudio de ordenación de la cuenca del Río Negro, de la cual es subcuenca La Agudelo (Consortio POMCAS Oriente Antioqueño, 2017). Estos caudales reportados allí, para el punto de cierre de la quebrada La Agudelo son de $2.68 \text{ m}^3/\text{s}$ para la condición promedio y un caudal de periodo de retorno de 2.33 años de $18.6 \text{ m}^3/\text{s}$. Teniendo en cuenta la cercanía de las dos zonas de estudio con el punto de cierre de la subcuenca, se realiza una corrección de estos caudales utilizando la relación de áreas con respecto a los 46.76 Km^2 de la subcuenca para encontrar el caudal de entrada en cada tramo de estudio. En la Tabla 1 se encuentra la información de los caudales usados para la modelación unidimensional de flujo permanente, ingresados aguas arriba en la primera sección transversal de cada modelo en HEC RAS.

Tabla 1. Caudales de entrada para el modelo hidráulico

Caso	Area [Km^2]	Relación de Área	Caudal medio [m^3/s]	Caudal de Tr 2.33 años [m^3/s]
Zona Montañosa	36.81	0.79	2.11	14.64
Zona Plana	42.39	0.91	2.43	16.86

Posteriormente utilizando una forma estándar de hidrograma dada por el hidrograma adimensional del SCS, y considerando los parámetros geomorfológicos de las subcuencas que drenan en la entrada de cada tramo se construyen los hidrogramas de entrada para las condiciones de caudal promedio y caudal de período de retorno 2.33 años (Ver Figura 5).

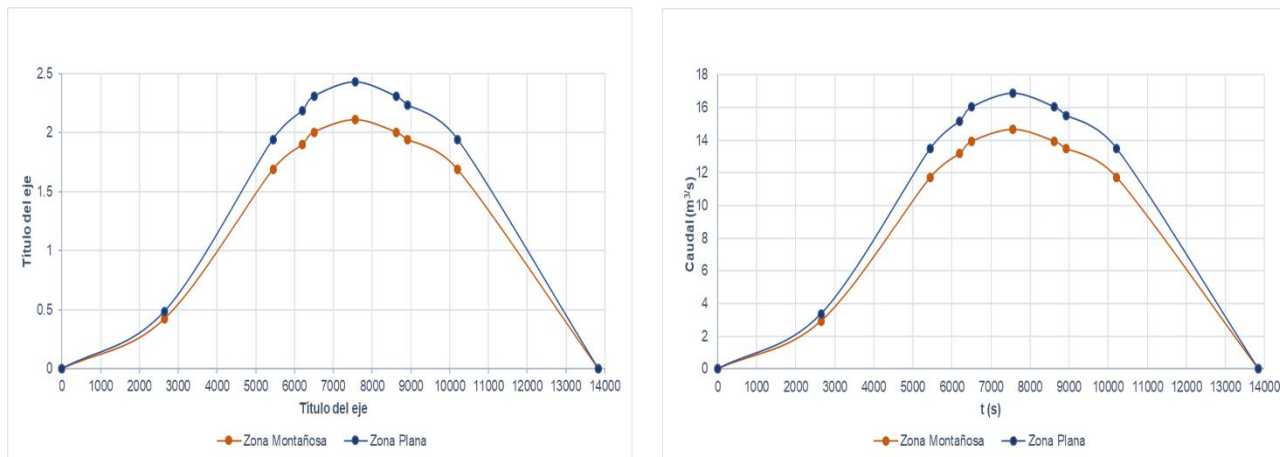


Figura 5. Hidrogramas sintéticos de entrada a los tramos montañoso y plano, para el caudal promedio (Izq.) y para caudal de período de retorno 2.33 años.

Para los modelos hidráulicos, se estimó el n de Manning utilizando referencias de la literatura en conjunto con las características y datos recopilados en campo, que ayudaron a una calibración del coeficiente utilizando el modelo hidráulico HEC RAS. Según Chow (1983), en una corriente con características similares a los tramos de estudio, el coeficiente oscila entre los valores de 0.004 y 0.07, siendo el 0.05 el valor más utilizado para estos casos. Por otro lado durante la salida de campo, se realizaron aforos que permitieron obtener el nivel para el caudal observado en ese momento. Utilizando como punto de partida los valores de la literatura, se encuentra un valor n de Manning calibrado para cada zona según la información de campo. Se verifica la correcta elección, comparando la concordancia entre los datos de velocidad y altura de agua arrojados por el modelo con las condiciones observadas en campo. De esta manera, el coeficiente a la resistencia al flujo estimado para la zona de estudio montañosa es de 0.046 y para la zona plana es de 0.044.

Adicional a esto, se establecen los valores para el coeficiente de rugosidad n de Manning que corresponde a las márgenes del río en cada zona de estudio. Según Chow (1983), para zonas arbóreas con pequeños árboles y arbustos sin follaje el valor es de 0.05 (correspondiendo a las características de la zona montañosa) y de 0.03 para zonas de planicies inundables donde predomine el pasto corto (correspondiente a las características de la zona plana).

En las Figuras 6 a 7, se presentan los resultados de la modelación en zona montañosa con HEC RAS (Izquierda), y con IBER (derecha), para los dos tipos de topografías utilizadas y para el caudal promedio y el caudal de período de retorno 2.33 años. En las Figuras 8 a 9, se presentan estos mismos resultados pero para la zona plana.

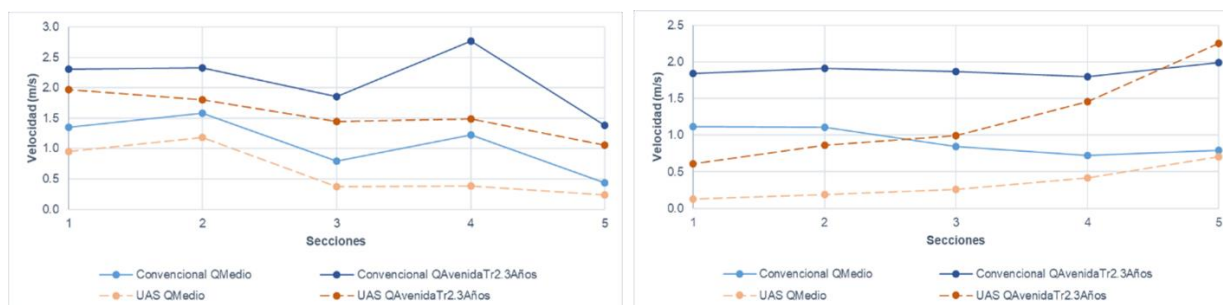


Figura 6. Zona montañosa, velocidad promedio para cada sección. HEC RAS (Izq) e IBER (Der)

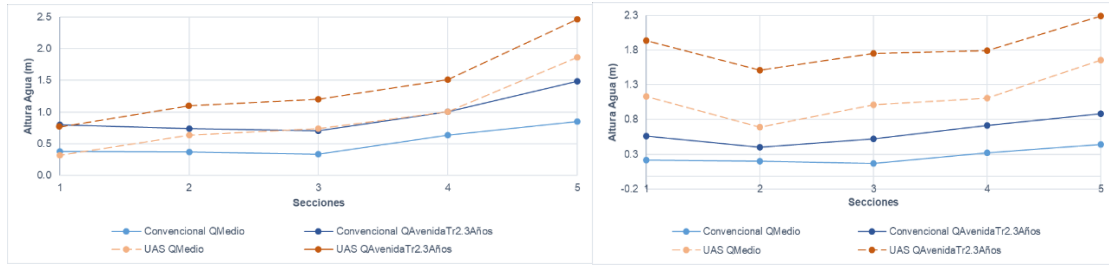


Figura 7. Zona montañosa, altura de agua máxima promedio para cada sección. HEC RAS (Izq) e IBER (Der)

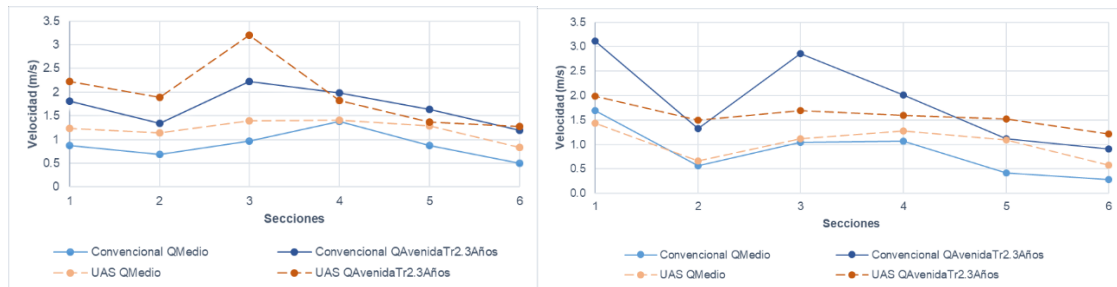


Figura 8. Zona plana, velocidad máxima promedio para cada sección. HEC RAS (Izq) e IBER (Der)

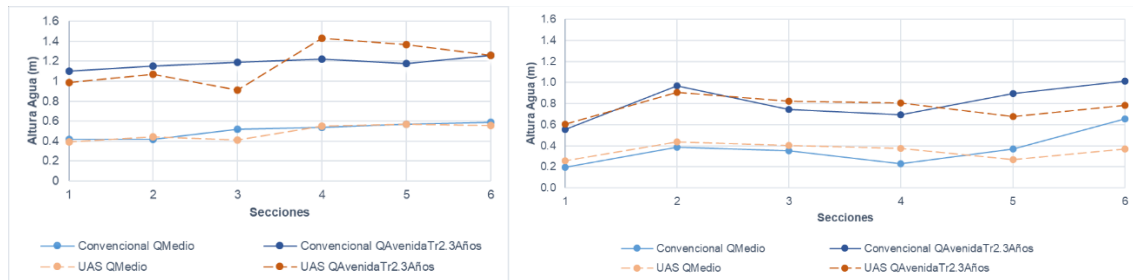


Figura 9. Zona plana, altura de agua máxima promedio para cada sección. HEC RAS (Izq) e IBER (Der)

De las anteriores figuras se puede observar que para la zona montañosa, en la modelación en Hec Ras, la topografía de UAS siempre presenta las velocidades menores, y ambas topografías presentan el mismo comportamiento de disminución de la velocidad hacia aguas abajo. Así mismo con el caudal de avenida de 2.33 años, se mantiene el mismo comportamiento. En el modelo IBER, las velocidades obtenidas con la topografía UAS para ambos caudales tienen un comportamiento diferente al de las velocidades con la topografía convencional. Se evidencia un incremento de la velocidad hacia aguas abajo, mientras que con la topografía convencional tiene un ligero descenso.

Se observa también para la zona montañosa que las alturas del flujo para topografía a partir de UAS se mantienen por encima de las alturas de flujo modeladas con topografía convencional independiente del modelo, aunque esta diferencia es más evidente con IBER.

En zona plana el comportamiento de la velocidad del flujo modelada con topografía a partir de UAS y convencional es más homogéneo, incluso, con IBER la topografía convencional refleja un perfil de velocidades más quebrado para los caudales mayores que logra alcanzar la banca llena. Los perfiles de flujo tienen un comportamiento muy similar en ambos modelos y con los dos tipos de topografía en la zona plana, siendo más uniforme el comportamiento con IBER.

En las Figuras 10 y 11 se presentan los resultados de la modelación en IBER, en zona montañosa y en zona plana y con las diferentes topografías analizadas.

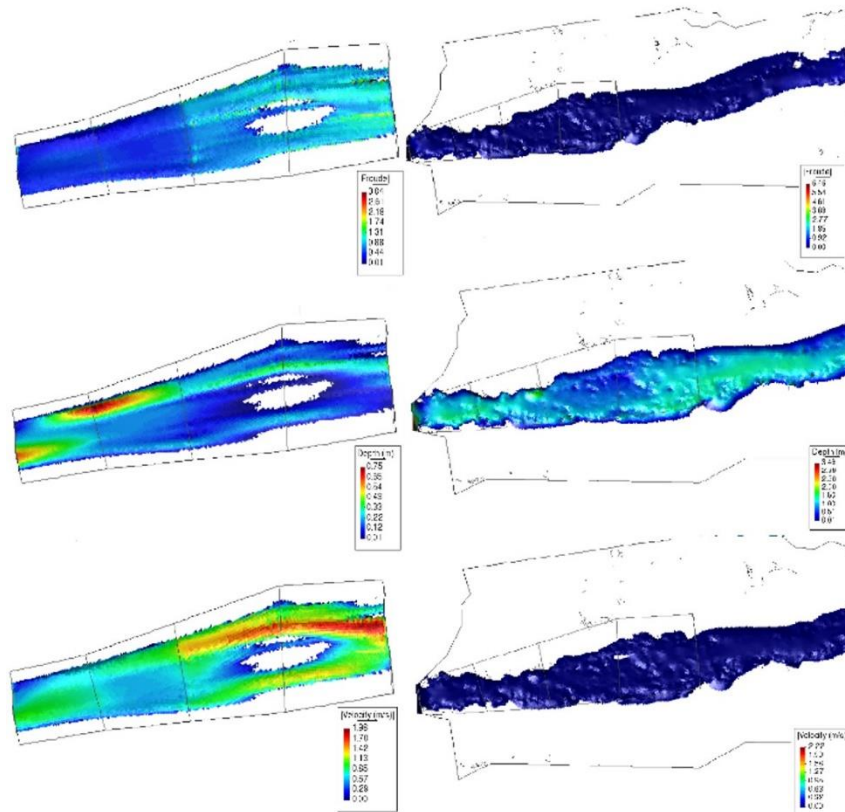


Figura 10. Resultados de la modelación hidráulica con IBER para topografía convencional (izquierda) y topografía UAS (derecha) en zona montañosa. De arriba hacia abajo se encuentran el Número de Froude, la Altura de agua y la Velocidad.

La diferencia entre los resultados usando las topografías es en promedio del 24% para el caudal medio. Se evidencia mayor uniformidad en la topografía UAS debido a la mejor definición con la que cuenta, mostrando un régimen subcrítico y una velocidad homogénea en toda la extensión del cauce. En la topografía convencional, se observa mayor variabilidad, lo que puede ser consecuencia de la interpolación entre secciones, pues en las secciones interpoladas no se demarcan correctamente algunos detalles relevantes de la topografía de dicha zona como islas fluviales, lo cual es consistente con que el modelo presenta mayor variabilidad y valores altos entorno a las mismas.

En *IBER*, los resultados obtenidos de las variables estudiadas en cada topografía presentan un error promedio del 27% en la zona plana y del 154% en la zona montañosa. Teniendo en cuenta lo anterior, los modelos que mejor se ajustan al comportamiento de flujo en la zona plana son los realizados a partir de topografía adquirida con dron, mientras que para la zona montañosa los realizados con topografía convencional.

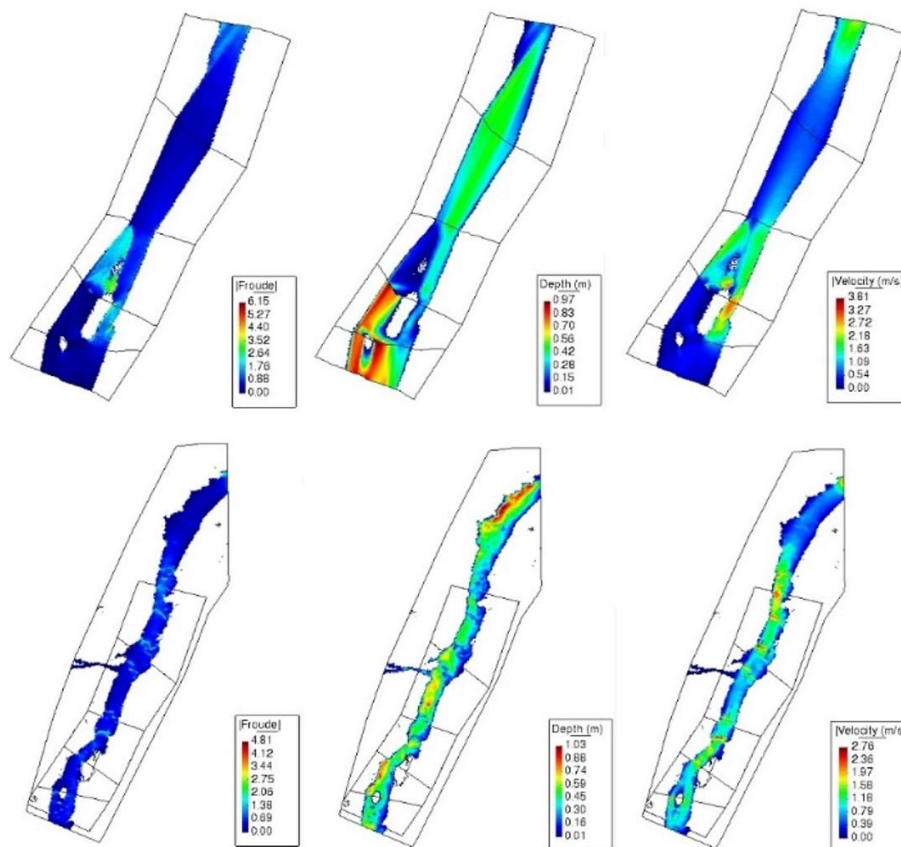


Figura 11. Resultados de la modelación hidráulica con IBER para topografía convencional (izquierda) y topografía UAS (derecha) en zona plana. De arriba hacia abajo se encuentran el Número de Froude, la Altura de agua y la Velocidad.

CONCLUSIONES

La calidad de los modelos digitales de elevación en los softwares Agisoft Metashape y DroneDeploy es inversamente proporcional a la cantidad de vegetación presente en el área de estudio. Cuando hay presencia de vegetación densa y alta, estos aplicativos presentan dificultad en el procesamiento para encontrar los puntos comunes o puntos clave entre la superposición de imágenes debido a que tienen un funcionamiento netamente óptico. A pesar de esto, los resultados del proceso fotogramétrico digital en Agisoft Metashape para estas dos zonas de estudio, se asemejan más a las condiciones de relieve natural en las zonas montañosas, las cuales son propias de grandes variaciones en elevación. En contraste, para las zonas planas se pierde precisión en los detalles geomorfológicos presentes, además de que se altera en gran medida la pendiente del terreno. Cabe recalcar que esto se ve influenciado por aspectos como el clima, calibración del equipo, condiciones particulares del vuelo presentes en la toma de datos, es decir, para el caso particular estudiado.

Considerando una modelación hidráulica 1D mediante secciones en HEC RAS, la topografía convencional otorga mejores resultados de parámetros hidráulicos, puesto que estos se asemejan más a la realidad, que los obtenidos a partir de simulaciones de la topografía con UAS. Sin embargo, este modelo hidráulico sobreestima los valores de altura del agua, y subestima los números de Froude para la zona montañosa. Teniendo en cuenta solamente la topografía obtenida con UAS para este tipo de modelación, la zona plana la cual cuenta con muy poca vegetación mostró un mejor desempeño, debido a que las secciones extraídas cuentan con una geometría muy similar a las reales (topografía convencional) y presenta mayor similitud con el comportamiento de las variables hidráulicas resultantes de la topografía convencional.

Para un análisis en 2D, el software IBER realiza una mejor interpretación del terreno mediante la topografía UAS, obteniendo así para la zona plana (con poca vegetación) mejores resultados. Caso contrario para la zona montañosa, la cual como se mencionó anteriormente por su basta vegetación, la calidad del DEM (el cual es el insumo de entrada para el software) se vio fuertemente afectada, esto ocasiona una difícil apreciación de las zonas máximas y variaciones en la velocidad y altura de agua, por lo cual para este tipo de análisis en la zona montañosa los resultados con topografía convencional son más satisfactorios.

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de este artículo se enmarca dentro de los lineamientos y productos del programa de investigación “Vulnerabilidad, resiliencia y riesgo de comunidades y cuencas abastecedoras afectadas por fenómenos de deslizamientos y avalanchas” código 1118-852-71251, proyecto “Funciones para estimación de vulnerabilidad por desabastecimiento hídrico debido a deslizamiento y avalanchas: Caso microcuencas piloto del suroeste Antioqueño”, contrato 80740-492-2020 celebrado entre Fiduprevisora y la Universidad de Medellín, con recursos del Fondo Nacional de Financiamiento para la ciencia, la tecnología y la innovación, “Fondo Francisco José de Caldas”. el cual aportó parte de los recursos para la presentación de este trabajo en conjunto con la Vicerrectoría Académica de la Universidad de Medellín.

REFERENCIAS

- Ayala Valdivia, M. R.** (2018). Evaluacion de lavantamientos topográficos con drone (dji phantom 4 pro) y estación total, quebrada Señor de Quinuapata del distrito de Ayacucho, Perú. Trujillo.
- Barazzetti, L., Remondino, F., & Scaioni, M.** (2010). Extraction of accurate tie points for automated pose estimation of close-range blocks. ResearchGate, 151-156.

IMPLEMENTACIÓN DE LA TÉCNICA LSPIV PARA AFORAR UNA CUENCA ALTAMENTE CONTAMINADA

Mayra Morale¹, Nicolás Ortiz¹, Pablo E. García¹, Mariano Re¹, Ana Heredia² y Marina Lagos¹

¹Subgerencia Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Argentina
²Subgerencia Centro de la Región Semiárida, Instituto Nacional del Agua, Argentina
mmorale@ina.gob.ar

RESUMEN:

Para monitorear la calidad del agua superficial y los caudales de la Cuenca Matanza-Riachuelo (CMR), cuenca en la cual habitan aproximadamente 6.000.000 personas y se encuentra altamente contaminada, ACUMAR (Autoridad de CMR) estableció una red de estaciones (EM), en las cuales se registran datos de forma sistemática desde 2007. En el período 2020-2022 se plantearon campañas de aforos llevadas adelante por el Programa de Hidráulica Computacional (PHC) del Instituto Nacional del Agua (INA) a fin de darle continuidad a dicho monitoreo.

El presente trabajo describe la experiencia de trabajo con foco en la técnica Large Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) y la evaluación de su aplicabilidad en distintas secciones de la red de estaciones de monitoreo, describiendo el proceso mediante el cual se aforaron 34 secciones con LSPIV. A fin de contrastar los resultados obtenidos con esta técnica, se realizaron en paralelo aforos con otros instrumentos (ADV o ADCP) para tener valores de referencia.

La técnica resultó prometedora, mostrando algunas ventajas sobre las otras técnicas en cuanto a la implementación y obteniendo resultados con variaciones comparativas del orden del 10% en cursos limpios, mientras que en cursos con presencia de residuos sólidos flotantes o vegetación los porcentajes son mayores. Si bien en algunas secciones las condiciones de implementación no fueron las ideales, se logró identificar las principales restricciones para el aforo mediante LSPIV.

ABSTRACT:

To monitor the quality of surface water and the flows of the Matanza-Riachuelo Basin (CMR), a basin in which approximately 6,000,000 people live and is highly polluted, ACUMAR (CMR Authority) establishes a network of stations (EM), in which data has been systematically recorded since 2007. In the 2020-2022 period, gauging campaigns carried out by the Computational Hydraulics Program (PHC) of the National Water Institute (INA) were proposed in order to give continuity to said monitoring.

This paper describes the work experience focused on the LSPIV technique and the evaluation of its applicability in different sections of the monitoring station network, describing the process by which 34 sections were gauged with LSPIV (Large Scale Particle Image Velocimetry). In order to compare the results obtained with this technique, measurements were made in parallel with other instruments (ADV or ADCP) to obtain reference values.

The technique was promising, showing some advantages over the other techniques in terms of implementation and obtaining results with comparative variations of the order of 10% in clean courses, while in courses with the presence of floating solid waste or vegetation the percentages are higher. Although in some sections the implementation conditions were not ideal, the main restrictions for capacity will be identified through LSPIV.

PALABRAS CLAVES: LSPIV; aforo; Cuenca Matanza-Riachuelo.

INTRODUCCIÓN

La Cuenca Matanza-Riachuelo (CMR) tiene un área aproximada de 2047 km², habitan aproximadamente 6.000.000 personas y se encuentra altamente contaminada por la presencia de residuos y desechos de actividades industriales, agroganaderas y vinculados a actividades domésticas. En esta cuenca se realiza el monitoreo de parámetros ambientales, de suma importancia para la definición de acciones a fin de cumplir con los objetivos del Plan Integral de Saneamiento Ambiental (PISA) (ACUMAR, 2016). Para monitorear la calidad del agua superficial y los caudales, ACUMAR (Autoridad de CMR) estableció una red que incluye más de 80 estaciones (EM) sobre las 14 subcuencas que conforman la CMR (Figura 1), en las cuales se registran datos de forma sistemática desde 2007.

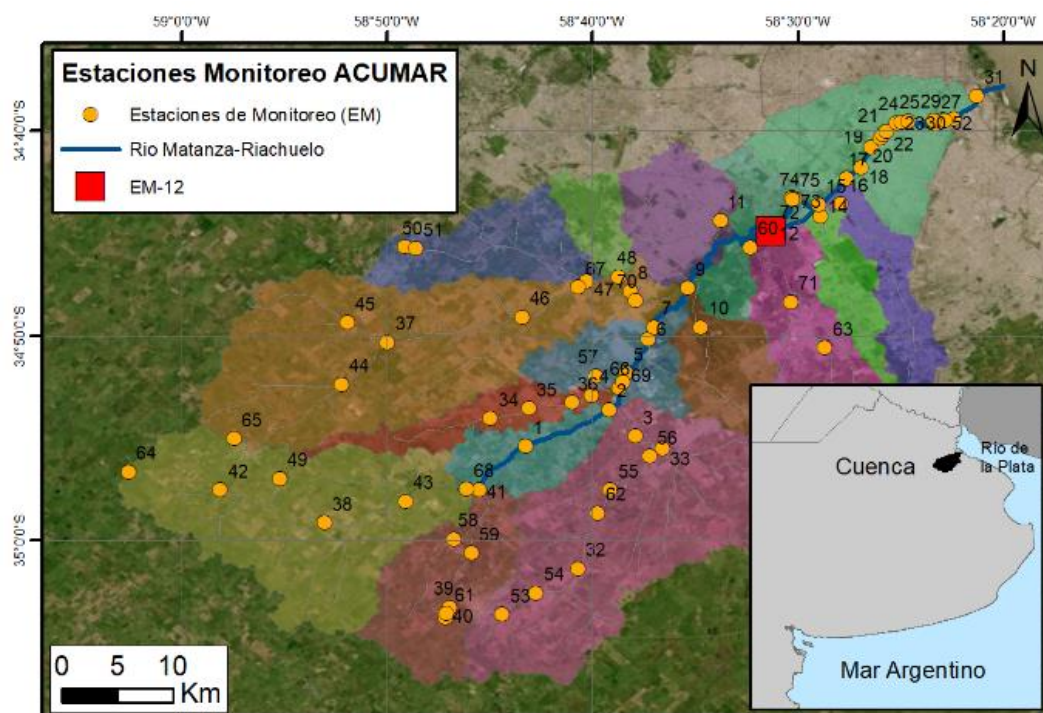


Figura 1. - Ubicación geográfica de la Cuenca Matanza-Riachuelo.

A fin de darle continuidad al monitoreo, se plantearon campañas de aforos en diferentes EM llevadas adelante por el Programa de Hidráulica Computacional (PHC) del Instituto Nacional del Agua (INA) en el período 2020-2022 (García *et al.*, 2021; García *et al.*, 2022a).

Históricamente, los aforos se llevan a cabo utilizando técnicas de medición mecánicas (molinetes) y acústicas, como ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) y ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler). En esta oportunidad se implementó una nueva tecnología de medición denominada velocimetría por imágenes que permite determinar indirectamente velocidades superficiales del curso de agua a partir de la utilización de cámaras terrestres, aéreas e incluso radares, a fin de estimar caudales líquidos mediante el postprocesamiento de los vídeos registrados. En particular, se trabajó con un algoritmo de procesamiento denominado LSPIV (Large Scale Particle Image Velocimetry).

Es importante mencionar que en gran parte de las secciones de aforo la calidad del agua es deficitaria: como se muestra en la Figura 2, el agua presenta una tonalidad rojiza producto de las descargas de un frigorífico ubicado inmediatamente aguas arriba, por lo que resulta imperante utilizar técnicas de aforo alternativas que eviten o minimicen el contacto directo con el agua (Informe INA 2022). Por otro lado, la existencia de trazadores (residuos sólidos orgánicos e inorgánicos) resulta una característica relevante para la implementación de LSPIV por no necesitar de la incorporación de trazadores, aunque en muchos casos carecen de homogeneidad en peso y distribución.

En el presente trabajo se describe la experiencia de trabajo con foco en la técnica LSPIV y la evaluación de su aplicabilidad en distintas secciones de la red de estaciones de monitoreo de ACUMAR.



Figura 2. - Curso de agua contaminado debido a las descargas de un frigorífico ubicado aguas arriba de una EM de ACUMAR.

FUNDAMENTOS DE LA METODOLOGÍA LSPIV

En los últimos años se han desarrollado nuevas tecnologías de medición de velocidad del agua, a partir de la utilización de cámaras terrestres, aéreas e incluso radares, que permiten estimar caudales líquidos mediante el postprocesamiento de los cuadros de videos registrados mediante filmación.

La técnica no intrusiva LSPIV surge ante la necesidad de medir caudales cuando las técnicas convencionales (molinete, ADCP, ADV) no pueden ser utilizadas o resultan riesgosas, como por ejemplo condiciones de caudal no estacionario, inundaciones repentinas, caudales bajos, cursos pequeños de baja profundidad o planicies de inundación, flujos de alta velocidad y cursos contaminados. Además, con la técnica de medición LSPIV es factible desarrollar sistemas automáticos de medición que permiten realizar mediciones continuas y ante escenarios hidrológicos diversos.

El abordaje que realiza la velocimetría por imágenes de partículas (LSPIV) es de tipo euleriano (compara desplazamientos de patrones superficiales o grupos de partículas) y permite caracterizar el campo de velocidades superficial de flujos mediante un análisis en el que se cuantifica el desplazamiento de partículas sembradas (trazadores) o de patrones superficiales (Figura 3).

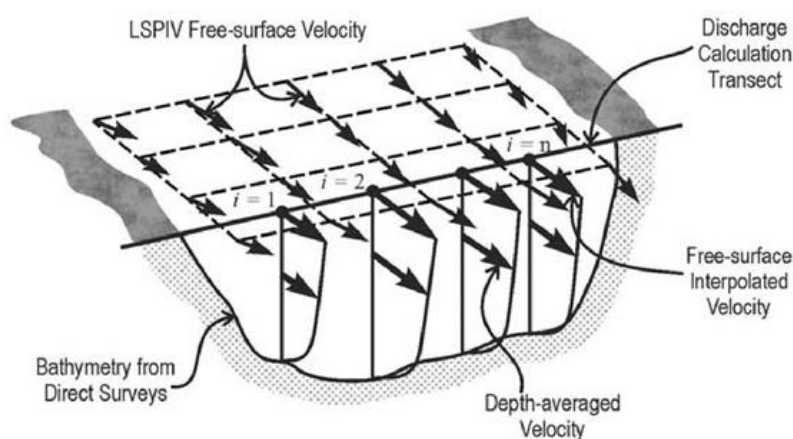


Figura 3.- Esquema de velocidades superficiales observadas e interpolación en una sección transversal conocida (Muste et al., 2008).

Adquisición de imágenes

La técnica LSPIV se implementa a partir de la obtención de una video filmación estática de la superficie de un curso de agua, con una duración de registro suficiente como para obtener parámetros estadísticos representativos que permitan la evaluación del desplazamiento de estructuras de flujo y/o trazadores superficiales. Luego, la selección de fotogramas del video con una discretización temporal constante permite realizar distintos tipos de análisis para obtener la velocidad superficial del flujo.

Entre las consideraciones para realizar una filmación adecuada se deben cumplir una serie de recomendaciones que incluyen: evitar lentes gran angulares, realizar grabaciones de un tiempo de al menos 1 minuto, filmar con una resolución mínima de 640 x 480 píxeles, utilizar plataformas de estabilización, evitar que el campo de visión contenga estructuras fijas como árboles, estructuras, entre otros, filmar en zonas donde los patrones de flujo sean uniformes y evitar reflejos, sombras y patrones brillantes en la superficie de filmación.

Trazadores

Para una correcta aplicación de la técnica es necesario contar con trazadores identificables en la superficie si no se trata de una crecida donde se observen cambios en los patrones de escurrimiento, de lo contrario el cálculo de velocidades no es preciso. Hay que elegir trazadores que presenten una densidad similar a la del líquido, que no se hundan y preferentemente de forma esférica. A su vez se busca que no afecten el flujo, presenten una densidad de sembrado que sea representativo y un color de contraste que sea fácilmente captado por imágenes digitales. Para cumplir con estos objetivos se eligió trabajar con viruta de madera, logrando un desempeño aceptable en su utilización (Figura 4).



Figura 4. - Puntos fijos de referencia y sembrado de trazadores.

Preprocesamiento de imágenes

El ruido debido a las condiciones ambientales, como la iluminación o las sombras, pueden influir fuertemente en la cuantificación de la siembra efectiva. Sin embargo, en la fase de preprocesamiento la siembra original se puede maximizar utilizando técnicas para enfatizar el contraste entre los trazadores y el fondo.

Otra etapa importante es la estabilización de imágenes, dado que cualquier movimiento que pueda tener la cámara durante la grabación, provocará desplazamientos de píxeles no deseados que

sesgarán los resultados. Es por eso que es fundamental estabilizar los videos en los cuales el desplazamiento de los píxeles debido al movimiento de la cámara sea comparable a los desplazamientos debidos al movimiento de los trazadores. Esta debe usarse cuando existe movimiento durante las filmaciones (por ejemplo, en el uso de celulares o drone).

Procesamiento de imágenes

Para el cálculo de vectores de velocidad es posible seleccionar entre una serie de algoritmos de acuerdo con el software que se utilice. Los procesamientos de imágenes fueron realizados con el algoritmo Direct Cross Correlation (DCC).

La correlación cruzada (DCC) es el método de análisis de imágenes proveniente de aplicaciones de la técnica PIV, la cual se aplica sobre dos imágenes utilizando un pulso a cada una. Este método determina el desplazamiento medio de grupos de partículas contenidas en pequeñas regiones conocidas como ventanas de interrogación (AI), las cuales se distribuyen como una malla uniforme sobre la imagen. El objetivo es obtener la correlación de cada una de las AI de una imagen con su par de la siguiente imagen para diferentes tiempos.

Cada uno de los máximos obtenidos en el plano de correlación cruzada corresponde a los solapamientos de mayor similitud de una imagen sobre la otra, donde el máximo absoluto representa el desplazamiento promedio de las partículas en esa ventana de interrogación. De esta forma, las coordenadas del mismo permiten determinar el desplazamiento en píxeles que tuvieron las partículas.

Una vez aplicado el proceso de correlación cruzada sobre todas las ventanas de interrogación se obtiene como resultado una matriz que indica el desplazamiento medio de las partículas para cada ventana de interrogación. Conociendo además el intervalo de tiempo entre la captura de ambas imágenes y el factor de escala utilizado, es posible determinar la velocidad local del fluido en cada ventana, conformando el campo de velocidades de un fluido.

Para la implementación de esta metodología, es necesario escalar las imágenes con técnicas de rectificación (escalado, 2d o 3d), contar con puntos fijos en el terreno (con coordenadas o distancias relativas entre ellos) y conocer la batimetría de la sección transversal donde se quiere aforar (Figura 4). Para la obtención de esta información se realizaron mediciones de distancia entre puntos (escalado y 2d) y se utilizó un equipo GNSS diferencial en el caso de ser necesarias rectificaciones 3d.

La principal desventaja del algoritmo DCC, el alto costo computacional, se puede resolver calculando la matriz de correlación en el dominio de frecuencia usando la transformada rápida de Fourier (FFT, por su sigla en inglés).

En lo que respecta a coeficientes de alta sensibilidad se destaca la Relación velocidad superficial - velocidad media

En el proceso de cálculo de caudal, dado que la velocidad superficial en un curso de agua resulta representativa de la velocidad promediada en la vertical, resulta necesario determinar el coeficiente que relaciona a ambos valores (Figura 5). Este coeficiente depende de la forma del perfil vertical de velocidades y de la geometría de la sección (relación de aspecto: ancho sobre radio hidráulico) y, según (Muste et al., 2008), además se ve afectado por los números de Froude y Reynolds y la micro y macro rugosidad de fondo.

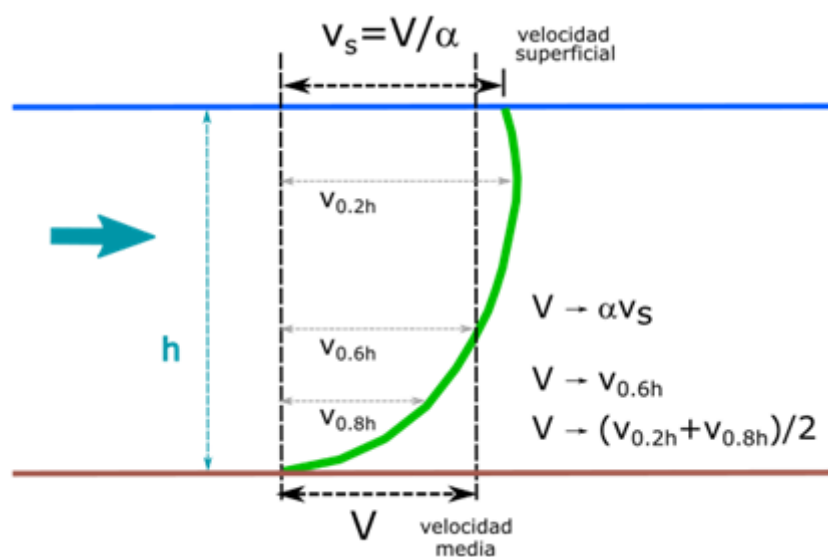


Figura 5. -Perfil vertical de velocidad.

En flujos uniformes suele adoptarse por defecto el valor de $\alpha=0.85$. En la literatura se encuentran reportados diferentes valores, Bandini et al. (2021) resumen los diferentes coeficientes encontrados en la literatura

Quienes profundizaron en el estudio de este coeficiente, fueron Hauet et al. (2018). El valor medio que hallaron es de 0.8. Establecieron una relación con la profundidad, encontrando que aumenta a mayor radio hidráulico. Para casos de aguas poco profundas ($0 < R_h < 1$ m) el valor de es cercano a 0.8 y aumenta hasta valores alrededor de 0.9 para radios hidráulicos de 5 m, siguiendo una tendencia lineal. La relación con la rugosidad de fondo no se ve tan clara. Como resultado de este trabajo, Hauet et al. (2018) plantean reglas prácticas para la determinación del coeficiente para su uso en velocimetría por imágenes:

Cursos naturales: Para profundidades menores a 2 m es recomendable el uso de $\alpha=0.8$ con una incertidumbre de $\pm 15\%$ a un 90 % de nivel de confianza; Para profundidades mayores, es recomendable un $\alpha=0.9$ con una incertidumbre de $\pm 15\%$ a un 90 % de nivel de confianza. Canales artificiales: Considerar el uso de $\alpha=0.9$ con una incertidumbre de $\pm 15\%$ a un 90 % de nivel de confianza.

Postprocesamiento

Aún en condiciones ideales el 5 % de los vectores obtenidos luego de la evaluación de las imágenes son incorrectos. Con algoritmos especiales se debe realizar una validación automática para detectar y eliminar estos vectores a fin de reducir el error que los mismos producen. Existe una gran diversidad de herramientas para el filtrado de datos entre los que se incluyen el desvío estándar, límites de velocidades en x e y , coeficiente de correlación, entre otros.

En el proceso de cálculo de caudal es necesario determinar el coeficiente α que relaciona la velocidad superficial con la velocidad media del flujo. Este coeficiente depende de la geometría de la sección, rugosidad del fondo, geometrías aguas arriba y aguas abajo, flujo secundario, entre otros.

Con el campo de velocidades en superficie, asumiendo que la distribución de velocidades en la columna de agua presenta una distribución logarítmica estándar, se puede estimar el caudal total en la sección.

Elección de Software

Con anterioridad a las campañas de aforos y con el objetivo de avanzar en el manejo de la técnica LSPIV, se replicaron los ejercicios que se ofrecen en diversos manuales y datasets con la idea de armonizar el uso de la metodología. Todo este proceso de aprendizaje se encuentra detallado en el informe (INA 2021) proporciona una evaluación de sensibilidades de los parámetros y un diagnóstico de ventajas y desventajas de los softwares FUDAA (Le Coz et al., 2014) y RIVER (Patalano et al., 2017)

Fudaa-LSPIV

Entre las fortalezas detectadas tenemos que permite hacer rectificación 3d con ingreso manual de los datos, incluye una verificación de los puntos de control (GPR). Al momento de elegir el tamaño del área de búsqueda, informa el desplazamiento máximo equivalente en m/s en cada dirección que es capaz de abarcar, esto permite definir el tamaño del área de búsqueda (SA) acorde a la velocidad del flujo.

Entre las debilidades detectadas encontramos que no tiene posibilidades de preprocesamiento de imágenes y cuenta con menos cantidad de herramientas de post procesamiento con respecto a RIVER RIVER

Entre las fortalezas detectadas tenemos que permite rectificación 2d con solo 4 puntos en el plano del agua conociendo las distancias e incluye herramientas exhaustivas de preprocesamiento y postprocesamiento.

Entre las debilidades detectadas encontramos que no permite ingresar coordenadas 3d de manera manual.

IMPLEMENTACIÓN DE LA TÉCNICA LSPIV EN LA CMR

Entre noviembre de 2020 y marzo de 2022 se realizaron tres campañas en la cuenca Matanza Riachuelo, en las cuales se aforaron un total de 34 secciones con LSPIV. A fin de contrastar los resultados obtenidos con esta técnica, se realizaron en simultáneos aforos con otros instrumentos (ADV o ADCP).

En algunos casos en que la sección de medición que no presentaban condiciones óptimas para vadeo o aforo con ADCP por lo que se aforaron únicamente con LSPV. (Figura 6)



Figura 6. - EM16: sección canalizada de poca profundidad y difícil acceso.

Las particularidades morfológicas, estructurales, de biodiversidad, tipo y grado de contaminación de cada sección, condicionaron la aplicación de la técnica para llevarla a cabo con mayor o menor dificultad, celeridad y riesgo.

Estas variables y su análisis previo al momento de medición resultaron fundamentales para la definición del lugar de ubicación de equipos de filmación, del lugar desde el cual realizar el sembrado, de la ubicación de puntos fijos, minimizando riesgos y aumentando la celeridad con el objetivo de asegurar la calidad de los videos de la medición.

El material seleccionado para ser utilizado como trazador fue viruta de madera (ver Figura 4), y existieron dificultades para conseguir un sembrado homogéneo debido a presencia de residuos sólidos flotantes, algas y vegetación (Figura 7).



Figura 7. - EM33: sembrado no homogéneo

En aquellas secciones donde no existían puentes aguas arriba de la sección de aforo fue necesario realizar el sembrado desde las márgenes o ingresando al curso. En secciones con velocidad de flujo o ancho considerable, la cantidad de personas dispuestas al sembrado fue crítica para mejorar la homogeneidad.

Por otro lado la presencia de algas, residuos sólidos flotantes, o contaminantes como grasas en superficie (Figura 8) condicionan el arrastre de las partículas definidas como trazadores o impiden su distribución.

Para la realización de las filmaciones se utilizaron dos fuentes: una cámara fija NIKON D5300 y un Vehículo Aéreo No Tripulado (VANT) DJI Phantom 4 PRO.

En relación con los instrumentos de filmación en todos los casos la primera opción a utilizar fue el VANT. Este equipo tiene limitaciones asociadas, los vuelos deben hacerse siempre por encima del curso y a una distancia considerablemente segura de los obstáculos, en ocasiones algunos árboles ubicados en las márgenes provocaban que las copas de los árboles quedaran ubicadas entre la cámara del equipo y el flujo lo que no permitía obtener imágenes limpias de la sección estudiada. Por otro lado, no es posible utilizarlo en zonas de altas interferencias magnéticas u zonas cercanas a aeropuerto o helipuertos.

La cámara Nikon D5300 fue utilizada siempre ubicándola en puentes o márgenes de los cursos, en zonas seguras. La definición de la ubicación requirió de asegurar un ángulo que permita tomar una imagen que incluya la sección estudiada y los puntos de apoyo necesarios para la rectificación de la imagen. Otra situación tenida en cuenta fue la vibración producida por los puentes.



Figura 8. - EM63: contaminantes en superficie

Con respecto a los puntos de referencia que permiten rectificar cada imagen se utilizaron conos color fucsia. La ubicación de estos se encuentra condicionada por el acceso para su colocación, la visibilidad y la facilidad para medir sus coordenadas. Esta actividad estuvo vinculada a la condición de márgenes más o menos transitables (por vegetación, residuos, inclinación, superficies firmes o lodosas)

A fin de correlacionar el método de filmación en relación con las posibilidades de ubicación que permitía cada sección, en muchos casos se tomaron múltiples videos (con ambos equipos), en algunos casos redundantes y se llevó adelante el procesamiento de todos para asegurar resultados y verificar el método óptimo de medición para cada condición.

Para el procesamiento de los datos se utilizaron los softwares FUDAA (poner referencia) (Figura 9) y RIVeR (poner referencia) dado que son softwares libres, ofrecen prestaciones similares y son ampliamente utilizados en la temática.

La elección del software para la implementación de la técnica en cada sección de aforo se basó en las características de la sección y el material filmográfico obtenido en relación con las fortalezas y debilidades de cada software descritas anteriormente.

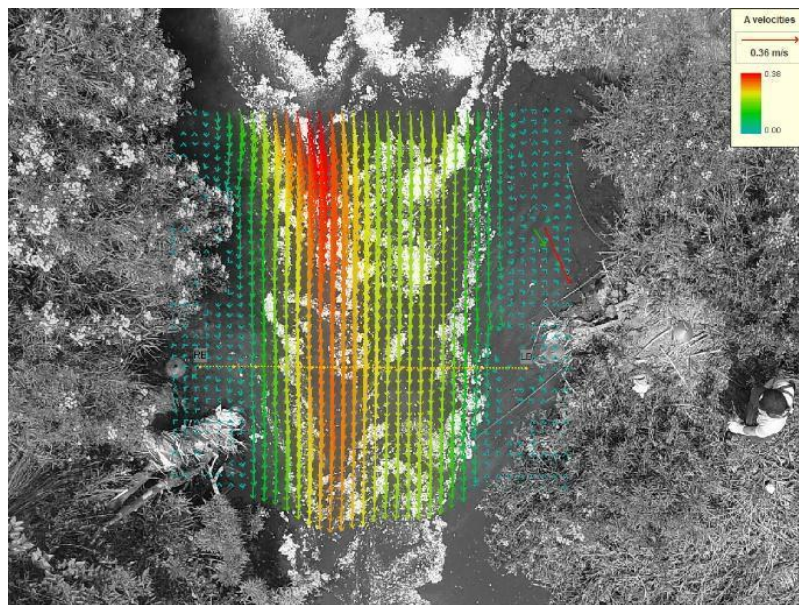


Figura 9. - Campo de velocidades superficiales obtenido con Fudaa.

METODOLOGÍAS DE VALIDACIÓN

A fin de contrastar los resultados obtenidos con la técnica LSPIV, se realizaron en paralelo aforos con otros instrumentos (ADV o ADCP) para tener valores de referencia. A continuación, se describen las principales características de estas.

Perfilador de corriente acústico Doppler (ADCP)

En los aforos se utilizó un perfilador de corriente acústico Doppler (ADCP) RiverSurveyor M9, fabricado por SonTek. El ADCP provee información batimétrica (profundidad) de la sección y de las velocidades del flujo en tres direcciones ortogonales. Este instrumento mide la velocidad del agua utilizando el principio físico llamado cambio de frecuencia Doppler. Un transductor genera un pulso de sonido a una frecuencia conocida que se propaga a través del agua. Este se refleja en todas las direcciones por las partículas que se encuentran en suspensión (sedimento, materia orgánica, etc.). Una porción de la energía reflejada vuelve hacia el transductor donde es recibida por éste y el ADCP mide el cambio de frecuencia de la señal de retorno. Este cambio de frecuencia, medido por cada transductor, se traduce en la velocidad del agua en la dirección radial del mismo.

La configuración de sus sensores, denominada “Janus”, permite medir la velocidad en tres direcciones (el sistema de cuatro rayos provee información redundante en una dirección, generalmente la vertical, que permite determinar la calidad de la medición). Un conjunto de sensores del ADCP RiverSurveyor M9 opera con una señal acústica de 3,0 MHz mientras que el otro conjunto de cuatro sensores lo hace con 1,0 MHz. Además, este equipo posee un rayo acústico vertical que envía señales a una frecuencia menor (0,5 MHz) lo que le permite tener un mayor alcance en profundidad. Su función es medir las profundidades y obtener la batimetría y topografía del fondo de la sección. Este instrumento puede ser comandado desde una computadora personal o bien con un teléfono celular, ambos dispositivos capaces de registrar los datos medidos. Para realizar la medición y visualizar los resultados obtenidos con el ADCP se utiliza el programa computacional llamado RiverSurveyor Live. Este programa permite configurar el instrumento y registra toda la información enviada por el equipo, generando resultados en forma de tablas, gráficos e imágenes, permitiendo además exportar los resultados a otros programas para un análisis más detallado.

Velocímetro acústico Doppler (ADV)

El velocímetro acústico Doppler, ADV por sus siglas en inglés, mide localmente velocidades tridimensionales del flujo, utilizando el principio de corrimiento de fase Doppler. El emisor de sonido genera una señal acústica en una frecuencia conocida que se propaga a través del agua a lo largo de su eje, y es reflejada por partículas presentes en el agua (sedimento, organismos pequeños, burbujas), que se asume se desplazan a la velocidad del agua y deben tener inercia muy pequeña. Una cierta porción de la energía reflejada vuelve a lo largo de los ejes de los receptores, la señal es registrada y procesada por los distintos componentes del ADV para determinar el cambio de frecuencia debido al efecto Doppler. El ADV mide localmente las velocidades del flujo en un pequeño volumen de medición localizado entre 5 y 10 cm del instrumento, dependiendo del modelo de ADV. El rango de velocidad que el instrumento es capaz de monitorear es programable por el usuario, y los valores máximos de ese rango pueden alcanzar el valor de ± 400 cm/s.

En este proyecto se utilizó el ADV FlowTracker2 Sontek.

RESULTADOS

En la Figura 7 se presentan los caudales líquidos medidos con la técnica LSPIV y los aforados con instrumentos acústicos. Comparando los resultados se puede ver que en cursos limpios (es decir sin vegetación ni residuos sólidos flotantes) las diferencias entre ambas técnicas son del orden del 10%. Cuando se aforó en cursos que presentaban residuos flotantes (RSF) las diferencias resultaron menores al 15%. En el caso de cursos con presencia de algas o vegetación las diferencias aumentaron, próximas al 35%. (García et al., 2022).

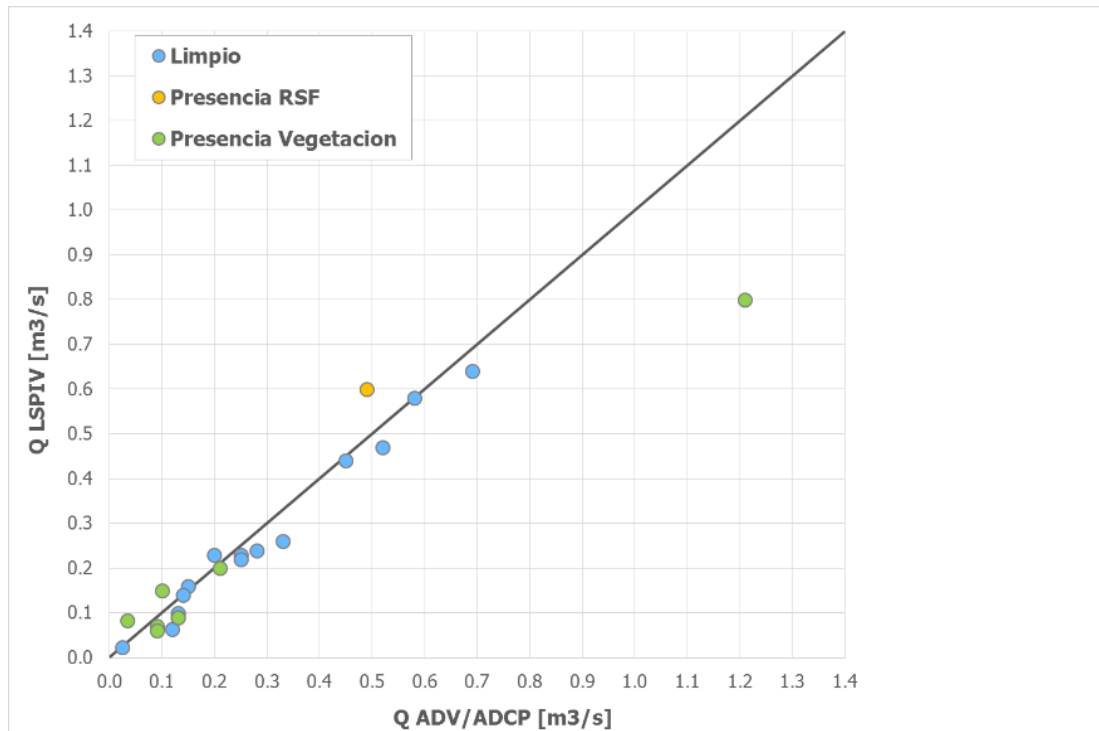


Figura 10. -Comparación entre los resultados obtenidos con LSPIV y ADV o ADCP para diferentes estados de los cuerpos de agua aforados.

COMENTARIOS FINALES

Se destaca la implementación de la técnica de aforo por velocimetría de imágenes (LSPIV) por primera vez en nuestra región en los monitoreos sistemáticos llevados a cabo por una autoridad de cuenca. En muchas secciones donde se pudo aforar utilizando LSPIV, la técnica resultó prometedora, mostrando algunas ventajas con otras técnicas entre las cuales se destacan: i) menores tiempos de aforo, ii) minimiza y/o evita el contacto con aguas contaminadas por parte del personal involucrado en las mediciones y iii) no requiere instrumental de alta complejidad. Si bien en algunas secciones las condiciones de implementación no fueron las ideales, se logró identificarlas las principales restricciones para el aforo mediante LSPIV, entre la que destaca la presencia de algas, islas de vegetación, y residuos sólidos flotantes en los cursos de agua que dificultaron el sembrado de trazadores y/o retuvieron a los mismos. Por otro lado, cabe destacar la imposibilidad de asociar una incertidumbre a priori de los resultados obtenidos de cada procesamiento realizado con esta técnica. Considerando las limitaciones propias de la técnica, y las propias de cada sección de medición, la técnica LSPIV se presenta como una buena alternativa para aforar cuencas altamente contaminadas, sin poner en riesgo al personal y los instrumentos de medición.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio fue realizado en el marco del proyecto “Aforos de ríos y arroyos en la Cuenca Matanza-Riachuelo” financiado por ACUMAR.

REFERENCIAS

- ACUMAR (2016).** “Plan Integral de Saneamiento Ambiental Actualización PISA 2016”. <https://www.acumar.gob.ar/wp-content/uploads/2016/12/PISA-2016.pdf>
- Bandini, F., Lüthi, B., Peña-Haro, S., Borst, C., Liu, J., Karagkiolidou, S., Hu, X., Lemaire, G.G., Bjerg, P.L., Bauer-Gottwein, P., (2021).** A Drone-Borne Method to Jointly Estimate Discharge and Manning's Roughness of Natural Streams. *Water Resources Research*, 57 (2).
- Hautet, A., Morlot, T., Daubagnan, L., (2018).** Velocity profile and depth--averaged to surface velocity in natural streams: A review over alarge sample of rivers. *E3S Web Conf.*, 40.
- INA (2021).** Aforos de ríos y arroyos en la Cuenca Matanza-Riachuelo. Informe 1 – Estado del arte de la medición de caudales utilizando la técnica de velocimetría por imágenes. Informe SLH 01-397-21, Ezeiza.
- INA (2022).** Aforos de ríos y arroyos en la Cuenca Matanza-Riachuelo. Informe SLH 06-397-22, Ezeiza.
- Le Coz, J., M. Jodeau, A. Hautet, B. Marchand & R. Le Boursicaud (2014).** «Image-based velocity and discharge measurements in the field and laboratory river engineering studies using the free Fudaa-LSPIV software». En: *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, RIVER FLOW*, Lausanne, Switzerland, págs. 1961-1967.
- Muste, M., I. Fujita & A. Hautet (2008).** “Large-scale particle image velocimetry for measurements in riverine environments”. *Water Resources Research* 44.4.
- Patalano, A., C. M. García & A. Rodríguez (2017).** “Rectification of Image Velocity Results (RIVeR): A simple and user-friendly toolbox for large scale water surface Particle Image Velocimetry (PIV) and Particle Tracking Velocimetry (PTV)”. *Computers & Geosciences* 109, págs. 323-330.

SIMULACIÓN DE FLUJOS TURBULENTOS ALREDEDOR DE UN OBSTÁCULO GEOMETRÍA VARIABLE CON LA HERRAMIENTA OPENFOAM

1^{er}. Francisco Martínez Carreaux, 2^{do}. Felipe Andrews González.

Escuela de Ingeniería Civil, PUCV, Chile.
francisco.martinez@pucv.cl , felipeandrewspucv@gmail.com

RESUMEN

En este artículo se estudia computacionalmente las características de un flujo turbulento 2D de un fluido newtoniano que interactúa con un obstáculo aislado montado en el fondo de un canal horizontal. Se analizan las dimensiones de la cavidad generada aguas abajo del obstáculo para distintas formas del objeto y números de Reynolds crecientes, reportando igualmente mediciones del campo de velocidad, presión y curvatura de líneas de flujo. Se observa que dicha cavidad crece siguiendo un comportamiento de tipo logarítmico, siendo dicho crecimiento particularmente significativo para $Re < 10^5$. Las distribuciones de presión muestran diferencias significativas de un objeto a otro, induciendo distintas geometrías de despegue del flujo alrededor de él. Una influencia parecida se encuentra en la velocidad media del flujo respecto de la forma del objeto, especialmente en la vecindad del mismo justo aguas debajo de éste. Finalmente, se determina que las líneas de flujo exhiben deformaciones máximas a distancias del orden de 1.25 veces el diámetro del objeto y la influencia de este sobre tal deformación se disipa para distancias del orden de 5 veces su diámetro. Este comportamiento es cuasi-independiente de la forma del objeto y del Reynolds del flujo, lo que parece explicar la poca variabilidad observada en los campos de velocidad.

ABSTRACT

This paper studies numerically the characteristics of a 2D turbulent flow of a newtonian fluid, interacting with an isolated blunt body mounted at the bottom of a horizontal channel. The size of the vortex cavity generated downstream the obstacle is analyzed for different shapes of the obstacle and increasing Reynolds numbers, together with velocity distribution, pressure and streamlines field around the obstacle. This cavity grows following a logarithmic behavior, showing a strong growth regime for $Re < 10^5$. At the same time, pressure distributions and the mean cross-section velocity show large differences from one shape to another inducing different flow's takeoff geometry around it. Finally, streamlines exhibit large deformations at distances of around 1.25 times the diameter of the obstacle, however such influence dissipates for distances larger than 5 times the diameter of the obstacle. This last behavior is almost independent of both, the shape of the object and Reynolds number, which seems to explain the little variability observed in the velocity fields.

PALABRAS CLAVES: OpenFoam, flujo bidimensional, efectos de forma, interacción flujo-obstáculo, zona de recirculación

INTRODUCCIÓN

El estudio de la interacción flujo-obstáculo es un problema de larga data en el área de la mecánica de fluidos. Los escurrimientos fluviales, la sedimentación de partículas, el diseño de obras hidráulicas, las inundaciones urbanas y las propias corrientes atmosféricas, son algunos ejemplos donde resulta necesario conocer las características del flujo alrededor de obstáculos aislados que se interponen al paso de la corriente. En particular, el fenómeno de la resistencia hidráulica en canales y la dinámica de corrientes atmosféricas es de mucho interés en la ingeniería debido a sus impactos sobre la dispersión de agentes contaminantes en el aire (Shen et al. 2017) o el incremento de las islas de calor (Shen et al. 2015). En tal caso, típicamente el flujo debe esquivar o interactuar con objetos de grandes dimensiones (*e.g.* casas, edificios, estructuras viales), que modifican la cinemática del flujo y crean estructuras nuevas que afectan las características del flujo aguas abajo del objeto en cuestión, como ocurre por ejemplo con el diseño de edificaciones de baja altura (Fouad et al. 2018) o estructuras usadas para generación de energía eólica (Jeon et al. 2021). Para estudiar tal interacción se ha vuelto imprescindible el uso de herramientas computacionales que ayuden a determinar, por ejemplo, la distribución de presiones alrededor del obstáculo, el campo de velocidad, de presiones y las dimensiones espaciales de la zona de recirculación que se genera al pie del obstáculo.

Cuando un flujo interactúa con un obstáculo aislado, eventualmente el flujo se separa del objeto. Dicha separación se vuelve más notoria cuanto mayor es el número de Reynolds del flujo y dependiendo de la geometría del obstáculo, dicha separación puede incluso incrementar la resistencia al flujo inducida por el objeto. Paradójicamente, las características de esta interacción se encuentran poco reportadas en la literatura, especialmente aquellas mediciones que dan cuenta de la extensión de esta zona de separación (también conocida como *wake region*) y de las características cinemática y dinámica del flujo aguas abajo del obstáculo. Conocer mejor tales características es de interés en diversas áreas de aplicación como se desprende de los estudios de Herbst et al. (2007) y Terekhov et al. (2015). En este contexto, el presente artículo estudia la interacción de un flujo bidimensional (2D) de un fluido newtoniano e isoterma, con un obstáculo aislado que se encuentra montado en el fondo de un canal rectangular de superficie lisa y horizontal.

Kindere et al. (2018) abordaron esta configuración analizando los efectos de un cambio en la relación de aspecto ancho/alto de un obstáculo de geometría rectangular inmerso en un flujo turbulento, hallando que a medida que disminuye tal relación aumenta el largo de la zona de recirculación, siguiendo una tendencia lineal con el número de Reynolds del flujo medio. Liao y Chen (2015) estudiaron experimentalmente una configuración similar a Reynolds constante $Re=3700$ para distintos obstáculos, pero que ofrecen la misma superficie normal contra el flujo. Los autores concluyen que la relación de aspecto profundidad del objeto/profundidad del flujo condiciona la extensión horizontal de la estela generada aguas abajo del objeto. Finalmente, mediante simulaciones numéricas y mediciones experimentales en un túnel de viento, Ramoul et al. (2019) cuantificaron el tamaño de la zona de recirculación generada tras un obstáculo aislado de tipo cuadrado. Sin embargo, los autores dieron cuenta de severas diferencias entre el modelo numérico y las mediciones experimentales según el modelo de cierre de turbulencia escogido.

MARCO TEÓRICO

Para modelar este fenómeno se hace uso de un enfoque basado en las ecuaciones RANS dotado de un modelo de cierre de turbulencia conocido como $k - \omega$ SST (Menter, 1994). En lo sucesivo se considera que el flujo incompresible y turbulento de un fluido newtoniano que escurre en régimen permanente, lo que conduce a la siguiente estructura para las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad [1]$$

$$\bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = g_i + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(-\frac{1}{\rho} \bar{P} \delta_{ij} + \nu \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) - \overline{u'_i u'_j} \right) \quad [2]$$

Donde i, j son subíndices que denotan la direccionalidad de las coordenadas espaciales, \bar{u}_j denota el promedio temporal de las componentes del campo de velocidad y u'_i , $\overline{u'_i u'_j}$ las fluctuaciones turbulentas del campo de velocidad y el promedio temporal de los esfuerzos turbulentos, respectivamente. Este modelo se acopla con una ecuación que describe la evolución de la disipación específica de energía ω , la energía cinética turbulenta k y la viscosidad cinemática de remolinos ν_T , representadas por las ecs. [3], [4] y [5] respectivamente:

$$\frac{D\omega}{Dt} = \alpha_2 S^2 - \beta \omega^2 + \frac{\partial}{\partial x_j} \left((\nu + \sigma_w \nu_T) \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right) + 2(1 - F_1) \sigma_{\omega 2} \frac{1}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_i} \frac{\partial \omega}{\partial x_i} \quad [3]$$

$$\frac{Dk}{Dt} = P_k - \beta^* k \omega + \frac{\partial}{\partial x_j} \left((\nu + \sigma_k \nu_T) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) \quad [4]$$

$$\nu_T = \frac{\mu_T}{\rho} = \frac{\alpha_1 k}{\max(\alpha_1 \omega, SF_2)} \quad [5]$$

Donde $S^2 = 2S_{ij}S_{ij}$, siendo $S_{ij} = 1/2 \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$. Por otro lado, P_k , $F_1(CD_{k\omega})$, F_2 son funciones auxiliares y $CD_{k\omega} = \max \left(2\rho\sigma_{\omega 2} \frac{1}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_i} \frac{\partial \omega}{\partial x_i}, 10^{-10} \right)$. El resto de las variables que intervienen en el modelo corresponden a parámetros cuyos valores están incluidos por defecto en OpenFoam (ver Tabla 1).

Tabla 1.- Constantes del modelo $k - \omega$ SST

Constante	Valor	Constante	Valor	Constante	Valor
α_1	5/9	α_2	0.44	$\sigma_{\omega 1}$	0.5
β_1	3/40	β_2	0.0828	β^*	9/100
σ_{k1}	0.85	σ_{k2}	1	$\sigma_{\omega 2}$	0.856

METODOLOGIA

Configuración geométrica del sistema

La configuración usada considera la interacción de un flujo con un obstáculo aislado montado aproximadamente en el centro de una superficie lisa y horizontal. Para simplificar la configuración y los cálculos conducidos, se ha considerado también una pared sólida horizontal en la parte superior de la configuración como muestra la Figura 1a. La dinámica del flujo se estudia computacionalmente en el software de código libre OpenFoam que usa el algoritmo *simple* para resolver las ecuaciones de Navier-Stokes y de continuidad. El modelo de turbulencia adoptado corresponde al modelo $k - \omega$ SST propuesto por Menter et al. (1994), cuyas ecuaciones gobernantes fueron descritas anteriormente.

Se analizaron tres geometrías diferentes para el obstáculo: un rectángulo, un triángulo y un semicilindro, todos ellos de igual ancho e igual altura. El número de Reynolds del flujo varió en el rango $2 \cdot 10^3 \leq Re \leq 10^6$. Se estudió la curvatura de las líneas de corriente que representamos por la función $\kappa(y)$ y los perfiles de velocidad $u(y)$, tanto aguas arriba como aguas abajo del objeto. La relación entre la altura máxima del dominio de simulación y la altura del obstáculo (H/a) se fijó igual a 20 para todos los efectos. De modo similar se adoptó $L/a=35$ para capturar adecuadamente las características del flujo en la dirección longitudinal y para inhibir posibles efectos de entrada y salida

en la dinámica generada alrededor del objeto, siendo L igual a la mitad de la extensión horizontal del dominio de simulación.

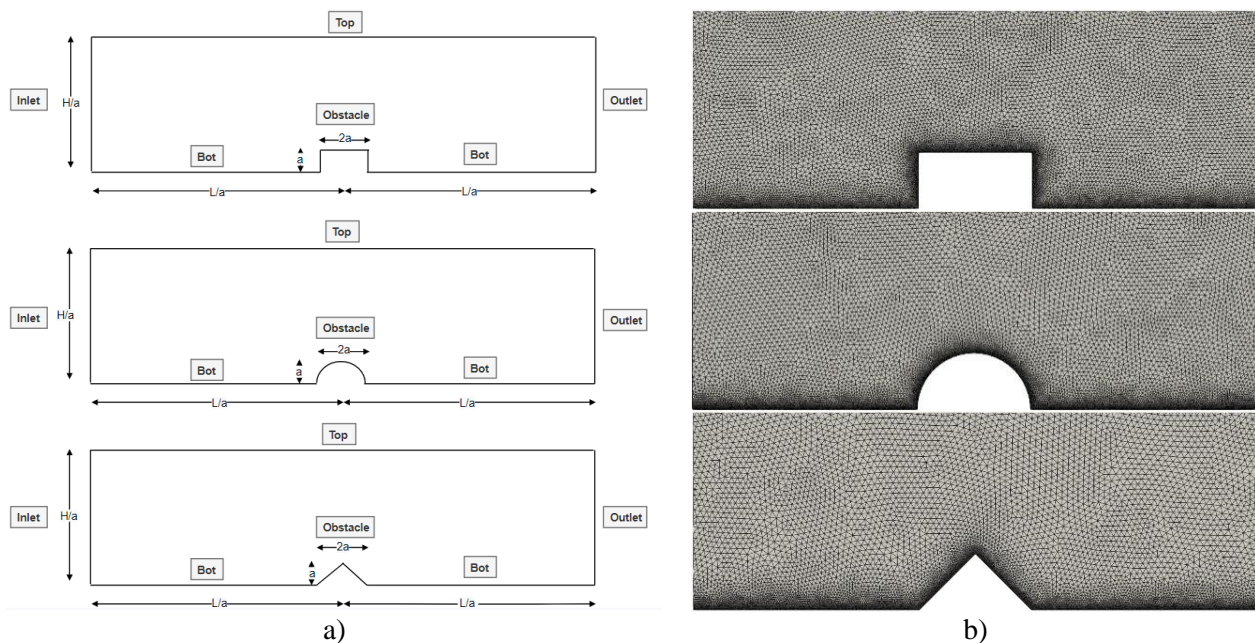


Figura 1.- a) Configuración del dominio de simulación, b) Grillas de cálculo construidas para cada uno de los obstáculos.

Construcción de las grillas de cálculo

Las grillas de cálculo se construyeron con apoyo del software *Salome*, también de código libre. La geometría de las celdas corresponde a elementos prismáticos de sección triangular, que refinan su tamaño a medida que nos acercamos a las paredes del sistema. El radio máximo de expansión de estas celdas se fijó en 1.05, la no-ortogonalidad máxima de la malla es menor a 25° y el radio de aspecto máximo entre celdas es menor a 2. Las grillas resultantes se muestran en la Figura 1b. Todas las grillas satisfacen la condición $5 \leq y^+ \leq 100$, donde $y^+ = yu_* / \nu$, $u_* = \sqrt{\tau_w / \rho}$ es la velocidad friccional, $\tau_w = \mu(\partial u / \partial y)_{y=0}$ es el esfuerzo de corte calculado en la pared. El fluido posee viscosidad ν e y es la distancia medida al centroide de la primera celda adyacente a la pared de la malla de cálculo. Esta última variable se define en el rango 10^{-2} [m] a 10^{-3} [m] en todas las paredes de la configuración. Se realizó previamente un breve análisis para estudiar la convergencia de las grillas de cálculo, determinando la variabilidad de los perfiles de velocidad medidos aguas abajo del obstáculo. Se determinó un valor medio del número de celdas del orden de 10^6 elementos, lo que asegura diferencias entre tales distribuciones inferiores al 1%.

Condiciones de borde

Las condiciones de borde para el campo de velocidad, presión, energía cinética, tasa de disipación y viscosidad turbulenta que participan del modelo de cierre (*i.e.* U , P , k , ω y ν_T) se muestra en la Tabla 2, para cada una de las regiones del dominio de simulación. Los esquemas de discretización y de interpolación de tales cantidades se basan en el artículo de Jasak *et al.* (1996). Por otro lado, los criterios de convergencia de las simulaciones consideran un número de ciclos de cómputo tales que los residuos resultan menores o iguales a 10^{-5} para el campo de velocidad y de presión, y del orden de 10^{-6} para las cantidades ω y k siguiendo los criterios dados en Patankar (2018).

Tabla 2.- Condiciones de borde.

Región	U	P	k	ω	v_T
<i>Inlet</i>	fixedValue	$\nabla P = 0$	$\nabla k = 0$	$\nabla \omega = 0$	Calculated
<i>Outlet</i>	InletOutlet	$P = 0$	$\nabla k = 0$	$\nabla \omega = 0$	Calculated
<i>Top</i>	$U = 0$	$\nabla P = 0$	KqWallFunction	OmegaWallFunction	$\nabla v_T = 0$
<i>Bot</i>	$U = 0$	$\nabla P = 0$	KqWallFunction	OmegaWallFunction	$\nabla v_T = 0$
<i>Obstacle</i>	$U = 0$	$\nabla P = 0$	KqWallFunction	OmegaWallFunction	$\nabla v_T = 0$

Medición de perfiles de velocidad y curvatura de líneas de corriente

El campo de velocidad se puede representar a priori por la función $\vec{V}(\vec{r}, t) = u(\vec{r}, t)\hat{i} + v(\vec{r}, t)\hat{j}$. La única componente relevante de este campo corresponde a $u(\vec{r}, t)$, donde $\vec{r} = (x, y)$ es la posición del fluido. Con apoyo de la herramienta *sampldict* de OpenFoam, se extrajeron 9 perfiles de velocidad equiespaciados una distancia $2.5a$ entre sí, medidos desde la posición relativa $x/a = -2.5$ (i.e. el signo negativo indica aguas arriba del objeto). Cada perfil contiene 200 puntos medidos en la dirección vertical. El cálculo de la curvatura de las líneas de corriente es un poco más complejo, recurriendo al diseño de un algoritmo en lenguaje Python, en conjunto con la herramienta *paraview*, obteniendo alrededor de 200 líneas de corriente medidas desde el fondo de la configuración. La función de curvatura de estas líneas la denotamos por $\kappa(y)$ y se calcula con la siguiente expresión para una posición vertical y dada:

$$\kappa(y) = \frac{\psi''}{(1+(\psi')^2)^{3/2}} \quad [6]$$

donde ψ' y ψ'' denotan la primera y segunda derivada de la función de corriente $\psi(y)$ determinada por OpenFoam. No se debe confundir esta función de ajuste, con la función de corriente ψ que resulta de resolver la ecuación de Navier-Stokes en presencia de un campo viscoso, donde $\vec{V} = \nabla \times \psi$. Ambas derivadas se calculan numéricamente usando un esquema de diferencias centrales. Al igual que con el campo de velocidad se analizaron 9 perfiles de curvatura como muestra la Figura 2a.

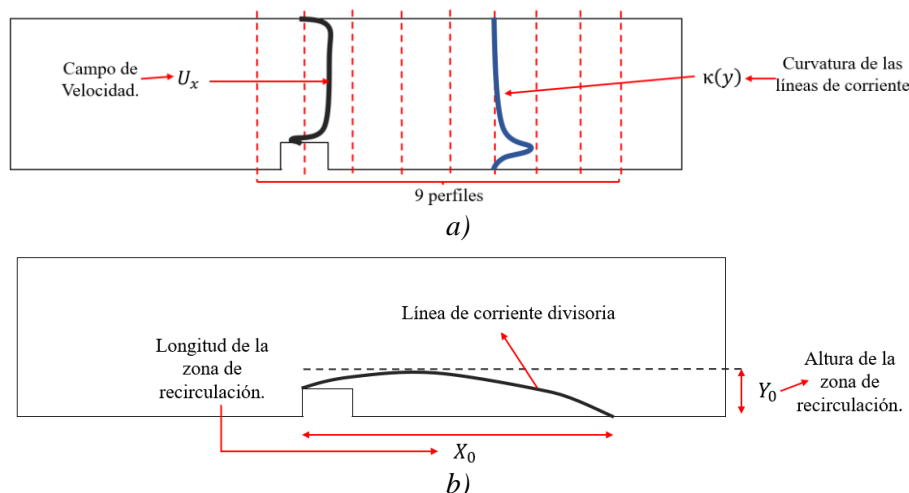


Figura 2.- Esquemas referenciales para medir a) los perfiles de velocidad y la curvatura de líneas de corriente y b), la extensión de la zona de recirculación denotada por las variables X_0 y Y_0 .

La zona de recirculación queda demarcada por la línea de corriente divisoria que también puede extraerse a través del software *paraview*. La longitud de la zona de recirculación se denota por X_0 y su espesor por Y_0 , medidos ambos en un sistema de referencina de tipo cartesiano tal como muestra la Figura 2b.

RESULTADOS

Distribuciones de velocidad

En lo que sigue se reportan las mediciones de la distribución de velocidad del flujo en el sistema, que denotaremos por $u(y)$. Estos campos fueron medidos para distintos números de Reynolds definido de ahora en adelante como $Re = U_\infty H / \nu$, donde U_∞ corresponde a la velocidad media del flujo de entrada al sistema que es uniforme.

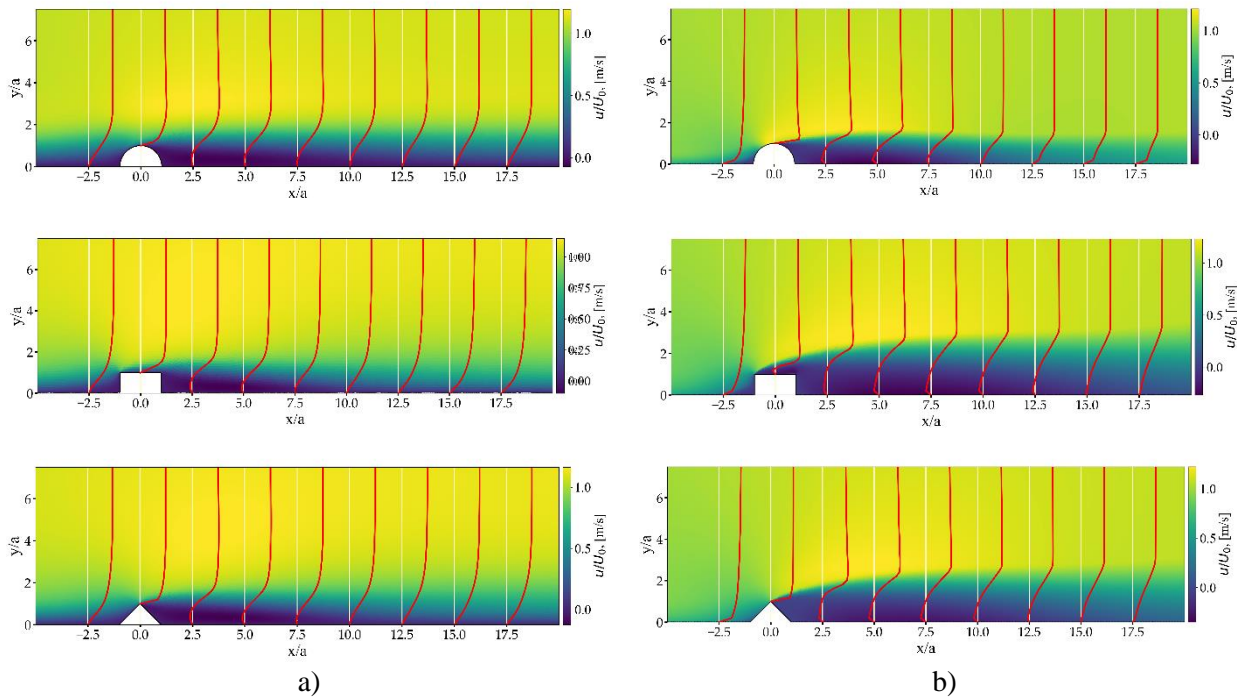


Figura 3.- Distribuciones longitudinales de velocidad $u(x, y)/U_\infty$ versus y/a para distintos objetos, medidos para las condiciones a) $Re = 2 \cdot 10^3$ y b) $Re = 10^6$, respectivamente.

Pareciera no existir diferencias significativas entre estas distribuciones al pasar de un tipo de objeto a otro. Para ahondar en este aspecto hemos calculado la velocidad media del flujo definida como $\bar{U}(x) = \frac{1}{H - z_f} \int_{z_f}^H u(x, y) dy$ para una posición x cualquiera del dominio, siendo z_f la cota de fondo ($z_f = a$ sobre el objeto y $z_f = 0$ en otras posiciones). La Figura 4 muestra la distribución longitudinal de esta variable, en términos de ζ versus x/a , donde $\zeta = \bar{U}/U_\infty$. Aguas arriba del objeto se tiene $\zeta \approx 1$ como era de esperarse, mostrando valores decrecientes a medida que nos aproximamos al obstáculo por la izquierda. Sobre el objeto la variable ζ vuelve a crecer significativamente, alcanzando el *peak* de la distribución debido a la aceleración del flujo, decayendo bruscamente inmediatamente aguas abajo del objeto.

Como consecuencia de la recuperación del flujo, ζ vuelve a aumentar aproximándose a 1 lejos del objeto. Cualitativamente, la rapidez de crecimiento o decrecimiento de ζ justo alrededor del objeto sí parece depender de la forma de éste como evidencia la Figura 4. Estas curvas se desplazan, además, verticalmente a medida que aumenta el Reynolds del flujo, sin embargo, dicha traslación no necesariamente es proporcional a este parámetro, de manera que por ahora no se pudo establecer una función de ajuste bien definida entre ζ y x/a .

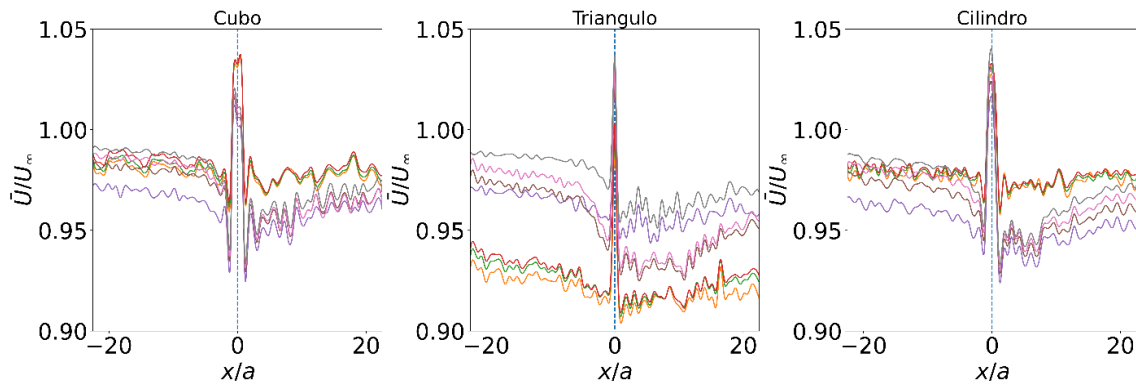


Figura 4.- Distribuciones de la variable \bar{U}/U_{∞} versus x/a para el cubo, triángulo y cilindro para todo el rango de número de Reynolds.

Distribución de presión a lo largo del canal

La Figura 5 muestra la distribución de presiones $\bar{P}(x, y)$ del escurrimiento para todos los obstáculos y dos números de Reynolds. Similar a los gráficos anteriores, tal distribución se muestra en un mapa de temperatura en término de \bar{P}/\bar{P}_{max} , donde \bar{P}_{max} es la presión máxima de cada perfil vertical. Notemos que una distribución exactamente vertical corresponde a la condición $\bar{P}/\bar{P}_{max} \approx 1$, para el cual el flujo recupera la presión del flujo de aproximación, mientras que una curva hacia la derecha (resp. izquierda) da cuenta de presiones positivas (resp. negativas). A bajos números de Reynolds (Figura 5a), el campo de presiones se ve perturbado de forma significativa solo en una vecindad muy cerca del obstáculo, mostrando como era de esperarse un campo de alta presión en el frente de aguas arriba del objeto, seguido de un descenso brusco inmediatamente aguas abajo. Este descenso de presión ocurre justo sobre la cresta del cilindro, mientras que en el caso del cubo y el triángulo se traslada hacia la arista de aguas arriba.

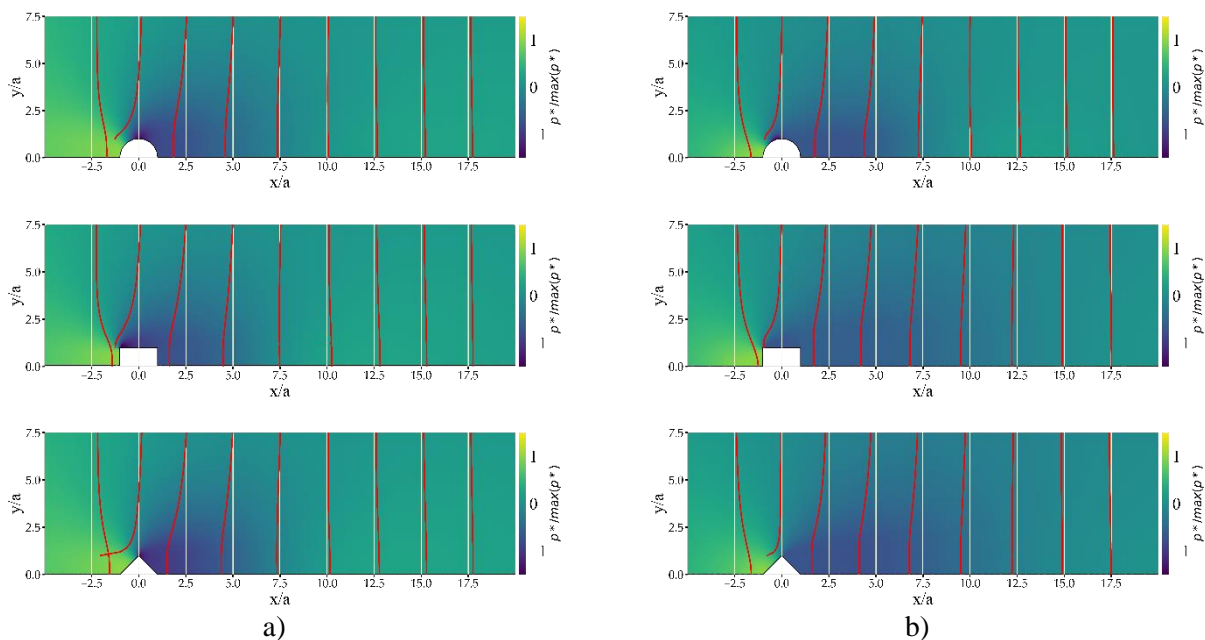


Figura 5.- Distribuciones de presión hidrodinámica \bar{P}/\bar{P}_{max} para un cilindro, un cubo y un triángulo medidos para a) $Re=2 \cdot 10^3$ y b) $Re=10^6$, respectivamente.

Cuando el número de Reynolds se incrementa a valores del orden de 10^6 (ver Figura 5b), el campo de presiones decrece fuertemente en gran parte del dominio de modelación. Aquí la alteración

más significativa de este campo ocurre para el triángulo, cuyo campo de presiones no vuelve a recuperar las condiciones de entrada del flujo dentro del dominio de modelación. La desviación de estas distribuciones respecto del comportamiento vertical es significativa hasta $x/a \sim 2.5$ a bajos números de Reynolds y $x/a \sim 1$ a altos números de Reynolds.

Características de las líneas de flujo

La Figura 6 muestra las líneas de flujo extraídas de cada simulación para los tres obstáculos y para $Re = 10^6$. Es claro que la zona de recirculación generada aguas abajo del objeto alcanza su mayor tamaño para objetos de aristas vivas (cubo y triángulo) y que el punto de despegue de flujo se produce justo sobre la arista más cercana a la zona de aproximación. Las diferencias entre el campo de flujo del cubo y el triángulo no se aprecian significativas, al menos cualitativamente. Notemos también que la influencia del objeto, entendida como la capacidad que este tiene para perturbar o deformar el campo de líneas de corriente alrededor del obstáculo, se puede extender mucho más allá del objeto, al menos en distancias no menores a cuatro diámetros del objeto, enfatizando la idea que este fenómeno está lejos de poder ser considerado como localizado.

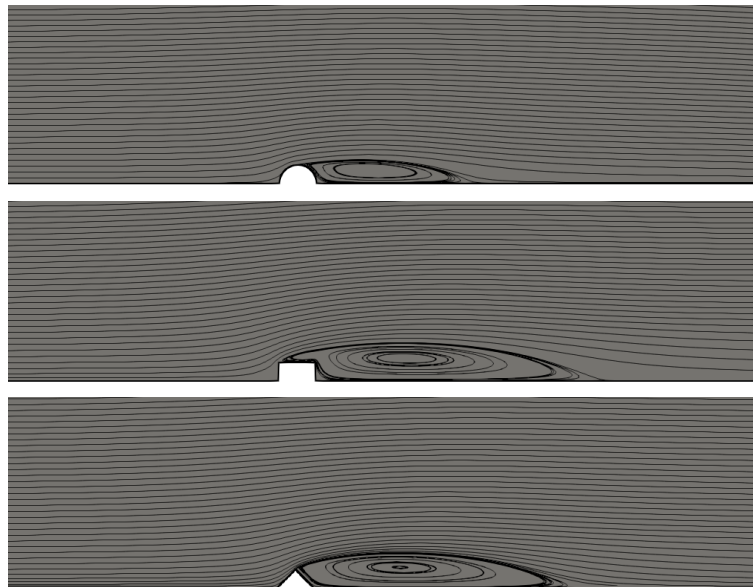


Figura 6.- Líneas de flujo alrededor de un cilindro, cubo y triángulo para $Re=10^6$.

Para caracterizar la influencia del objeto sobre la deformación del campo de líneas de flujo construimos la Figura 7 que muestra la distribución adimensional de la función de curvatura $\kappa(y)/\kappa_{max}$ versus y/a para distintas posiciones relativas x/a , siendo κ_{max} el máximo valor de curvatura extraído para cada valor de Re . Valores de $\kappa(y)/\kappa_{max}$ cercanos a 0 describen líneas de flujo paralelas al fondo y en consecuencia no perturbadas, mientras que $\kappa(y)/\kappa_{max} \approx 1$ dan cuenta de zonas de máxima deformación de estas líneas. Para una posición x/a dada, notamos que un incremento del Reynolds induce una traslación vertical de estas curvas que es más notoria cuanto mayor es la distancia aguas abajo del obstáculo.

Sin embargo, pareciera existir un valor de Re para el cual dicha traslación es marginal independiente de la geometría del objeto, lo que podría interpretarse como un estancamiento en el crecimiento de la zona de recirculación. También para una posición x/a dada, estas curvas no son muy distintas entre sí al pasar de un obstáculo a otro. Sobre ello se observa que las distribuciones asociadas a $x/a = -2.5$ y 0, muestran que $\kappa(y)/\kappa_{max} \approx 1$ alrededor de $y/a \approx 2.5$, es decir, la máxima deformación de estas líneas ocurre en distancias del orden de 1.25 veces el diámetro del objeto. Tal máximo parece ser además independiente del Reynolds del flujo. La curvatura de estas

distribuciones decrece significativamente en el rango $y/a \gtrsim 10$, donde $|\kappa(y)/\kappa_{max}| < 0.25$. Esto último significa que para distancias $y \sim 5D$ la influencia del objeto sobre la deformación de las líneas de flujo prácticamente se diluye, donde D es el diámetro.

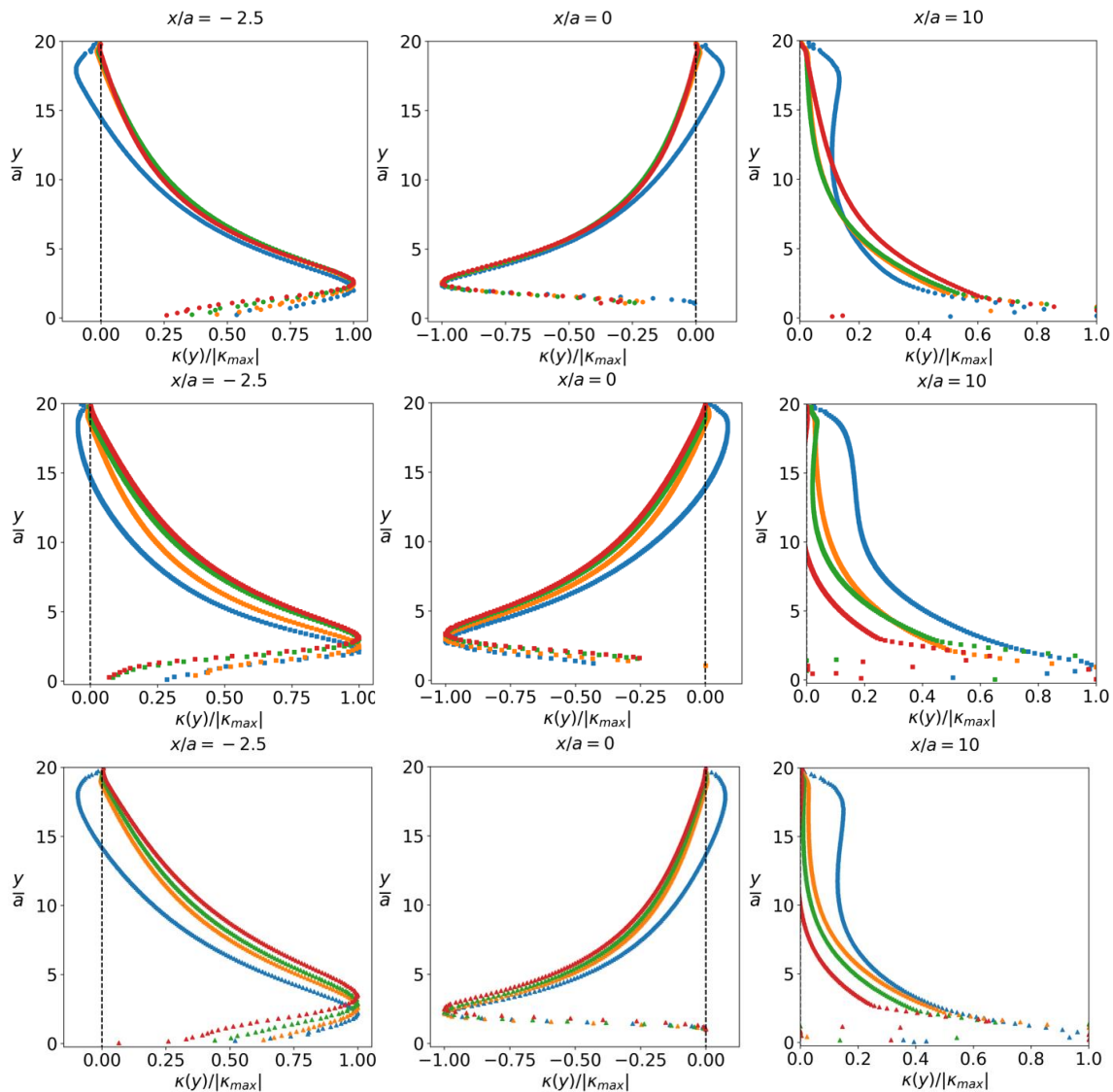


Figura 7.- Distribución de la función de curvatura de líneas de corriente $\kappa(y)/\kappa_{max}$ versus y/a , para todo el rango de números de Reynolds y en las posiciones $x/a = -2.5, 0$ y 10 .

Finalmente, las distribuciones medidas en $x/a = -2.5$ y 0 se invierten siguiendo un efecto de tipo “espejo”, lo que da cuenta de una inversión en la curvatura del campo de flujo, mientras que en $x/a=10$ las curvas vuelven a reversarse y el *peak* anteriormente observado desaparece. Estas últimas distribuciones muestran un comportamiento decreciente para todos los números de Reynolds, donde la rapidez de decrecimiento parece estar controlada por la forma del objeto. En todos los casos mostrados en la Figura 7, no se avizoran funciones de ajuste diferentes de un ajuste polinomial que para efectos no nos entregaría información alguna implícita en la configuración.

Dimensiones de la zona de recirculación

Como habíamos introducido, denotaremos por X_o e Y_o la extensión horizontal y vertical máxima de esta zona de recirculación. La Figura 8 muestra la distribución de estas variables, esto es, X_o/a , Y_o/a en función del Re para todos los obstáculos. Notemos que tanto X_o , como Y_o siguen una tendencia similar en ambos casos,

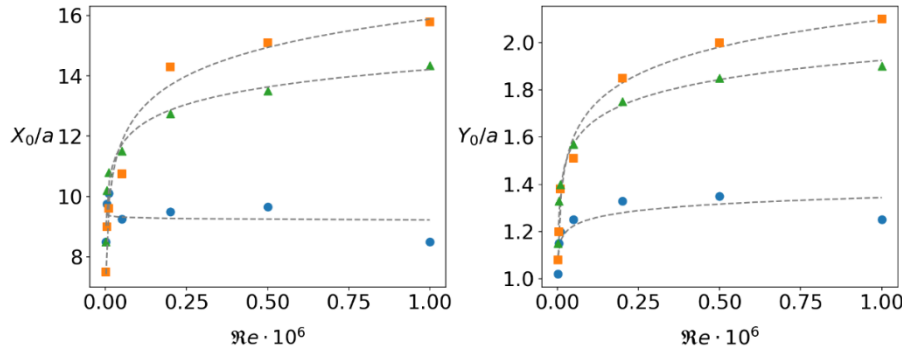


Figura 8.- a), b) y c) Distribuciones de velocidad para un cilindro (color azul), un cubo (color naranja) y un triángulo (color verde) medidos para $Re=2 \cdot 10^3$. En d), e) y f) se observan estas distribuciones para $Re=2 \cdot 10^6$.

Tal tendencia ha sido ajustada por una función de tipo logarítmico, esto es:

$$\frac{X_o}{a} = \alpha_1 \log(Re) + \beta_1 \quad [7.1]$$

$$\frac{Y_o}{a} = \alpha_2 \log(Re) + \beta_2 \quad [7.2]$$

donde $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$ son parámetros de ajuste que se describen en la Tabla 3. Existe una variabilidad importante de estos parámetros, como reflejan las curvas mostradas en la Figura 8.

Tabla 3. Variación de los parámetros de las ecuaciones 7.1 y 7.2

Obstáculo	α_1	β_1	α_2	β_2
Semicilindro	-0.03 ± 0.01	9.65 ± 1.26	0.04 ± 0.01	0.79 ± 0.12
Rectángulo	1.36 ± 0.10	-2.92 ± 1.07	0.17 ± 0.01	-0.20 ± 0.09
Triángulo	0.83 ± 0.10	2.68 ± 0.71	0.12 ± 0.00	0.30 ± 0.05

CONCLUSIONES

En el presente reporte se han conducido simulaciones computacionales de flujos turbulentos de un fluido denso y viscoso que interactúan con un obstáculo aislado montado sobre un plano liso y horizontal, explorando el efecto de forma del objeto sobre la cavidad vorticiosa que se genera aguas abajo del mismo. Dicha cavidad crece fuertemente en la dirección longitudinal y vertical en el rango $Re < 10^5$. Sin embargo, para Reynolds mayores la velocidad de crecimiento de estas curvas decrece, mostrando muy poca variabilidad cuando nos acercamos a $Re \sim 10^6$. Sin embargo, diferencias importantes en el tamaño de esta estructura aparecen entre un objeto y otro. Como consecuencia de esto, los campos de presión muestran también una asimetría importante de uno y otro lado del plano de simetría vertical del objeto, exhibiendo una región de altas presiones en el frente de ataque y una de bajas presiones justo aguas abajo de él. La extensión de la región de baja presión depende de la forma del objeto, siendo particularmente significativo este efecto para el caso del triángulo. En tal sentido, el ángulo de ataque que surge entre el obstáculo y el flujo incidente condiciona la geometría

de despegue del flujo y las características hidrodinámicas del flujo aguas abajo. Por lo tanto, no solo es la angulosidad de estos elementos, sino que la forma en que se disponen frente al flujo incidente lo que genera una reducción significativa del campo de presiones y, en consecuencia, sobre la disipación de energía del flujo. Finalmente, la función de curvatura del campo de líneas de flujo fue medida en distintas posiciones a lo largo de la configuración. A partir de estas mediciones se estima que la deformación del fluido inducida por el objeto ocurre a una distancia del fondo ligeramente superior al diámetro del objeto, disipándose a distancias del orden de 5 veces o más el diámetro del obstáculo. Este hallazgo puede servir como medio para cuantificar la zona de influencia efectiva en problemas de interacción entre un flujo y las asperezas de fondo de un canal. Para dar mayor completitud a estas mediciones, en un próximo estudio se abordará la influencia del parámetro H sobre estos resultados.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Escuela de Ingeniería Civil de la PUCV por las facilidades dadas, como la Dirección de Investigación (DI) de la PUCV por el financiamiento parcial otorgado por el instrumento *DI Emergente 039.329/2022*. Los autores también agradecen al centro HLPC para conducir las simulaciones numéricas.

REFERENCIAS

- Fouad, N. S., Mahmoud, G. H. and Nasr, N. E. (2018).** Comparative study of international codes wind loads and CFD results for low rise buildings. *Alexandria engineering journal*, 57(4), 3623-3639.
- Herbst, A. H., Schlatter, P. and Henningson, D. S. (2007).** Simulations of turbulent flow in a plane asymmetric diffuser. *Flow, turbulence and combustion*, 79(3), 275-306.
- Jasak, H. (1996).** Error analysis and estimation for the finite volume method with applications to fluid flows.
- Jeon, S., Sun, W., Jang, H. and Seok, J. (2021).** Adaptive wind energy harvester with transformable bluff body. *Energy Conversion and Management*, 238, 114159.
- Liao, B. and Chen, S. Q. (2015).** Experimental study of flow past obstacles by PIV. *Procedia Engineering*, 126, 537-541.
- Menter, F. R. (1994).** Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications. *AIAA journal*, 32(8), 1598-1605.
- Patankar, S. V. (2018).** Numerical heat transfer and fluid flow. CRC Press.
- Ramoul, L.B., Korichi, A., Popa, C., Zaidi, H and Polidroi, G. 2019.** Numerical study of Flow characteristics and pollutant dispersion using three RANS turbulence closure models. *Environmental Fluid Mechanics*, Vol. 19, 2, pp. 379-400.
- Shen, Z., Wang, B., Cui, G. and Zhang, Z. (2015).** Flow pattern and pollutant dispersion over three-dimensional building arrays. *Atmospheric Environment*, 116, 202-215.
- Shen, Z., Cui, G. and Zhang, Z. (2017).** Turbulent dispersion of pollutants in urban-type canopies under stable stratification conditions. *Atmospheric Environment*, 156, 1-14
- Terekhov, V. I., and Bogatko, T. V. (2015).** Aerodynamics and heat transfer in a separated flow in an axisymmetric diffuser with sudden expansion. *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*, 56(3), 471-478.
- Van der Kindere, J. and Ganapathisubramani, B. (2018).** Effect of length of two-dimensional obstacles on characteristics of separation and reattachment. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 178, 38-48.

ANÁLISIS DE TURBULENCIA, VÓRTICES Y TENSIONES DE CORTE EN EL ESTUDIO DE SOCACCIÓN EN PUENTES, MEDIANTE CFD

Adriana Ruiz Diaz C.¹, Alfredo López F.¹, Sergio Gavilán¹

Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción, Paraguay ¹

adrirdc.82@gmail.com, lopito.82@gmail.com, ingsergiogavilan@gmail.com

RESUMEN:

El análisis de socavación alrededor de pilas y estribos para el dimensionamiento de puentes es mayormente realizado en ingeniería mediante métodos empíricos de cálculo, métodos aproximados que no tienen en cuenta la tridimensionalidad del flujo, asimetrías, fenómenos localizados ni los fenómenos hidráulicos que realmente intervienen en el proceso. Este trabajo buscó demostrar, la utilidad de las simulaciones numéricas tridimensionales CFD para identificar y cualificar los fenómenos hidráulicos intervinientes en los procesos erosivos alrededor de pilas y estribos en puentes, sin utilizar modelos de transporte de sedimentos. Los resultados de este lograron comprender el comportamiento general del flujo, analizando en particular la turbulencia y las vorticidades como parámetros indicadores de socavaciones máximas, además de los esfuerzos cortantes generados. La tridimensionalidad de los fenómenos hidráulicos y la asimetría existente en el flujo en el caso de estudio fueron grandes determinantes en la magnitud y localización de las socavaciones alcanzadas, además de cambios de régimen de flujo e inestabilidades hidráulicas, estas particularidades no pueden ser detectadas fácilmente con los métodos de cálculos rutinarios utilizados actualmente en el dimensionamiento hidráulico de puentes.

ABSTRACT:

The analysis of scour around the piers and abutments for the dimensioning of bridges is mostly carried out in engineering using empirical and approximate methods, that do not take into account the three-dimensionality of the flow, asymmetries, localized phenomena or the hydraulic phenomena that actually intervene in the design. process. This work demonstrate the usefulness of CFD three-dimensional numerical simulations to identify and qualify the hydraulic phenomenon involved in the scour processes around piers and bridge abutments, without using sediment transport models. With the results it was possible to better understand the general behavior of the phenomenon, analyzing in particular the turbulence and the vorticities as indicative parameters of maximum scours, in addition to the shear stresses generated. The three-dimensionality of the hydraulic phenomena and the existing asymmetry in the flow in the case of study were great determinants in the magnitude and location of the scours reached, in addition to changes in the flow regime and hydraulic instabilities, these particularities cannot be detected easily with routine calculation methods currently used in the hydraulic dimensioning of bridges.

PALABRAS CLAVES: *Vórtices, socavación en puentes, simulación CFD, parámetro q , TKE.*

INTRODUCCIÓN

El colapso de puentes que cruzan cauces fluviales tiene su ocurrencia en gran medida debido a la socavación provocada en el lecho alrededor de pilas y estribos. Esta es una problemática actual que tiene repetitividad en Sudamérica y el mundo, haciéndonos plantear a los investigadores del área si las metodologías utilizadas actualmente de dimensionamiento y mantenimiento de puentes es la adecuada, y si con los avances actuales en herramientas no se debería proponer nuevas metodologías.

En ingeniería en la etapa de dimensionamiento los modelos utilizados para el análisis de socavación en su mayoría, son modelos empíricos, que tienen en cuenta para el cálculo, variables que describen las condiciones medias de escurrimiento del flujo en el cauce hídrico, modelos prácticos para utilizarlos, aunque en líneas generales no tienen en cuenta la hidráulica real a la que podría estar expuesta la estructura del puente, llevando a discrepancias considerables con la dinámica de transporte de sedimentos generada alrededor de pilas y estribos una vez implantado el puente. En contrapartida los modelos existentes de transporte de sedimento que simulan los procesos erosivos tienen aún incertidumbres considerables en sus resultados y son por su complejidad de utilización poco aplicados para el dimensionamiento, además que conllevan a estimar muchas variables que se desconocen generalmente en la práctica. Sabiendo que la socavación en puentes está intervenida directamente por fenómenos complejos tridimensionales de flujos con alta turbulencia local en las cercanías a las estructuras de soporte del puente y la formación de vórtices, se planteó en este trabajo cualificar y cuantificar los fenómenos hidráulicos que intervienen en la socavación producida alrededor de pilas y estribos en el caso práctico de un puente colapsado, a partir del análisis mediante simulación CFD del flujo tridimensional interviniente, y de parámetros que cuantifican: la turbulencia, esfuerzos cortantes generados y vorticidades.

METODOLOGÍA

La modelación matemática se realizó mediante el software, FLOW 3D®, desarrollado por la empresa Flow Science Inc. de Estados Unidos, este es un programa de simulación de flujo basado en la resolución numérica por diferencias finitas de las ecuaciones de Navier-Stokes y de continuidad. Consta también de varios módulos complementarios para la resolución de distintos problemas tales como el transporte de sedimentos, cuerpos sólidos en movimiento, escurrimiento en medios porosos, etc.

Para los problemas de flujos considerados incompresibles la ecuación de continuidad es:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\mu A_x) + R \frac{\partial}{\partial y}(v A_y) + \frac{\partial}{\partial z}(w A_z) + \xi \frac{u A_x}{x} = \frac{R_{SOR}}{\rho} \quad [1]$$

En un sistema coordenado cartesiano R es igual a la unidad y ξ es igual a cero. R_{SOR} contempla las fuentes de masa y A son las fracciones de áreas abiertas al flujo en las direcciones "x", "y" y "z".

Las ecuaciones que gobiernan el movimiento del fluido son:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} - \xi \frac{A_y v^2}{x V_F} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x - b_x - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (u - u_w - \delta u_s) \quad [2]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_Y R \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right\} + \xi \frac{A_y v u}{x V_F} = -\frac{1}{\rho} \left(R \frac{\partial p}{\partial y} \right) + G_y + f_y - b_y - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (v - v_w - \delta v_s) \quad [3]$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial w}{\partial x} + v A_Y R \frac{\partial w}{\partial y} + w A_z \frac{\partial w}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z - b_z - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (w - w_w - \delta w_s) \quad [4]$$

Siendo G las aceleraciones de masa, f las aceleraciones viscosas, b las pérdidas en medios porosos y los últimos términos corresponden a fuentes de masa representadas por componentes geométricos.

Para la representación de la turbulencia existen cinco modelos: el modelo de longitud de mezcla de Prandtl, los modelos k-ε de una y dos ecuaciones, un modelo basado en los métodos RNG (Renormalization-Group) y un modelo de simulación de grandes vórtices (large eddy simulation, LES).

El espacio que se pretende modelar es discretizado mediante una malla de celdas ortogonales estructuradas, donde se aplican las ecuaciones mencionadas y se las resuelve numéricamente mediante dos métodos posibles: la sobre-relajación sucesiva (successive over-relaxation) y la alternación de la dirección especial (special alternating direction). Además a la vez se diferencia la fracción de cada celda que es sólido y la fracción que puede estar ocupada por fluido mediante el método FAVOR (Fractional Area/Volume Obstacle Representation Method) mejorando la definición de los contornos sólidos.

La modelación se realizó en tres dimensiones de manera a poder obtener el campo de velocidades en toda la profundidad del flujo, además de lograr analizar de la misma manera la turbulencia y las vorticidades en todo el flujo y los esfuerzos cortantes cercanos bordes sólidos que representan el fondo del cauce fluvial y la estructura misma.

Las condiciones de borde utilizadas fueron las siguientes; aguas arriba caudal entrante - nivel, y aguas abajo nivel. El modelo de turbulencia utilizado fue RANS (k-ε).

Fueron elegidos como parámetros de cuantificación de la erosión:

(a) para la **turbulencia** la **energía cinética turbulenta (TKE)**, que es la mitad de la suma de los cuadrados de las varianzas de las velocidades en las tres dimensiones

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u'})^2 + (\overline{v'})^2 + (\overline{w'})^2 \quad [5]$$

(b) para las **vorticidades** el **criterio q**, siendo este la parte positiva del segundo invariante del tensor gradiente de velocidad

$$Q = \frac{1}{2} (|\Omega_{ij}|^2 - |S_{ij}|^2) > 0 \quad [6]$$

Dubief, Y., Delcayre (2010)

(c) los **esfuerzos cortantes** adimensionalizados.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Se evaluaron resultados de la simulación numérica CFD, contrastando con las zonas de socavaciones máximas esperadas.

La distribución de la energía cinética turbulenta, nos indica grandes zonas con turbulencias más elevadas en las cercanías de pilas y la tridimensionalidad del fenómeno, esto favorece a la socavación de suelos granulares de características similares al caso de estudio. Se observa mayor concentración en una pila que en la otra. En la figura 1 puede observarse la distribución de energía cinética turbulenta encontrada.

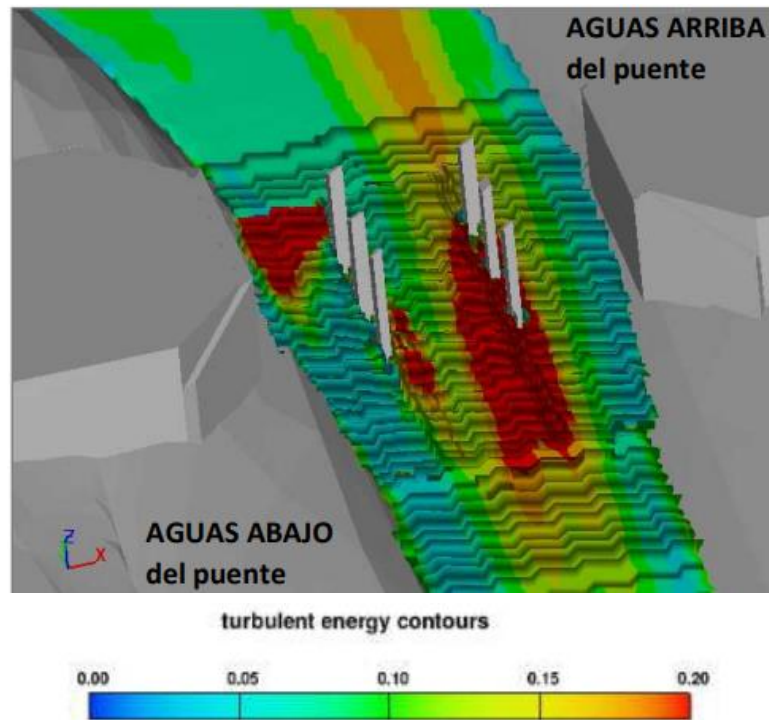


Figura 1. Simulación CFD. Energía cinética turbulenta.

Son interesantes planos distintos para el análisis de las vorticidades a partir del criterio q , en el plano superficial se observó la distribución de vorticidades en forma de v detrás de pilas, sin embargo al analizar el flujo profundo este se concentra alrededor y detrás de las pilas, que nos da la indicación de estructuras vorticosas con ejes mayoritariamente verticales, estructuras necesarias para la extracción del material de fondo para arriba. En la figura 2 y figura 3 pueden ser observados la distribución del criterio q en los diferentes planos de análisis.

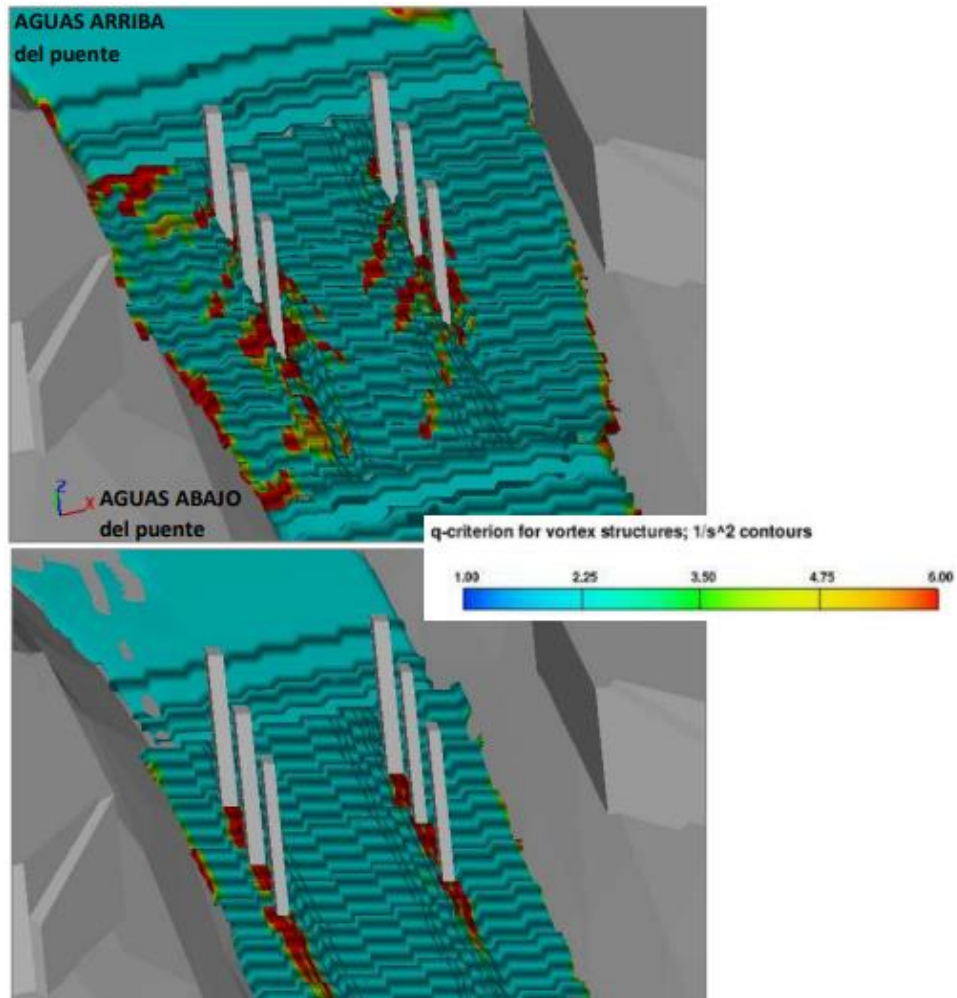


Figura 2. Simulación CFD. Vorticidades. Criterio q, Arriba superficie libre, abajo: cercano al fondo del cauce.

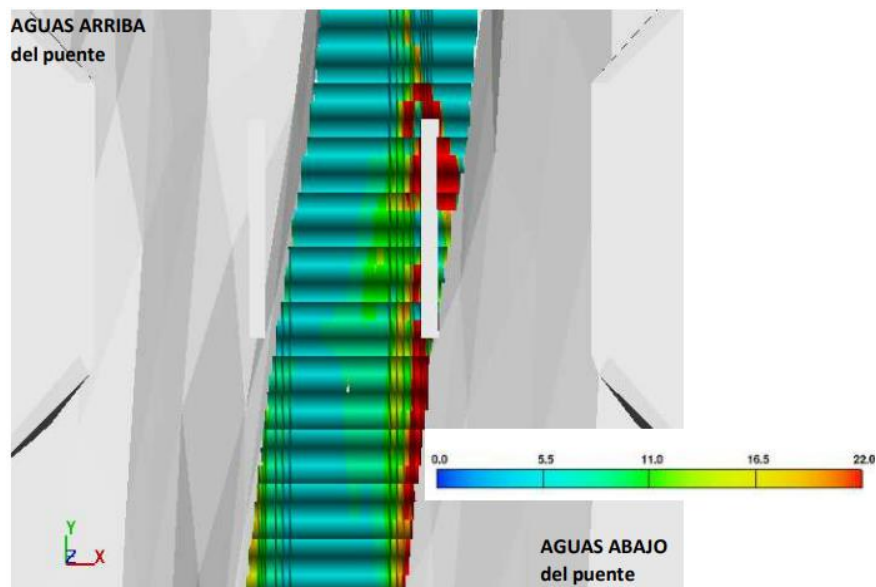


Figura 3. Simulación CFD. Vorticidades. Criterio q, fondo.

Analizando las tensiones de corte se verificaron en las cercanías de pilas valores mayores a los necesarios para el inicio de movimiento del material suelto, como era de esperarse en dichas zonas.

Se ha encontrado para el caso de estudio mayores turbulencias y mayor generación de vórtices en las pilas más próximas a la margen izquierda, coincidente con la probable pila de colapso de la estructura.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para estudios de casos especiales, como este, es de gran utilidad la utilización de modelos hidráulicos CFD que estudian la tridimensionalidad de los fenómenos ocurridos, y en los que pueden ser cuantificadas las velocidades puntuales, las vorticidades generadas, y las tensiones de cortes.

Si bien existen modelos más simples, generalmente empíricos, para el análisis de la socavación es de esperarse que estos no identifiquen fenómenos asimétricos que podrían ocurrir en casos específicos.

Las zonas de mayores valores de criterio q y energía cinética turbulenta son coincidentes con la zona de colapso del puente en estudio, estos son parámetros que deben ser estudiados mas a fondo y podrían ser de gran utilidad para la determinación erosiones locales y talvez con estudios más profundos del movimiento de fondo de materiales sueltos.

Deben ser estudiados con una mayor profundidad métodos que cuantifiquen la socavación existente en cauces a partir de parámetros turbulentos y parámetros que cuantifiquen las vorticidades como los planteados, esta es un área de estudio que debe ser ampliada.

En términos generales la modelación matemática posee una limitante en los costos computacionales, en especial para modelaciones de gran magnitud que requieran precisiones como el caso de estudio. Por ello se incorporan ciertas simplificaciones que minimicen estos costos, un ejemplo en particular en el caso de estudio es el modelo de turbulencia utilizado para minimizar la cantidad de mallas, el $k-\varepsilon$ /RNG, es posible que el de grandes vórtices LES (Large Eddy Simulation) en un principio dará mejores resultados en las zonas turbulenta.

Los valores de tensiones de corte en las cercanías de las pilas duplicaron a los valores esperados para el tipo de suelo encontrado en el cauce hídrico, esto debe ser un llamado de atención para incluir el diseño hidráulico de estribos y pilas en el cálculo de puentes, que utilicen modelos de socavación que analicen parámetros más estrictamente relacionados con la socavación misma como los planteados en este estudio.

La utilidad del TKE represento de forma efectiva las zonas de mayor turbulencia como era de esperarse, así como el parámetro q nos indica las vorticidades generadas e inclusive puede observarse a través del mismo la tridimensionalidad de estos.

REFERENCIAS

- Bambang Kironotho, Walter H. Graf** (1995). "Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow", Proceedings of the Institution of Civil Engineers -Water, Maritime and Energy. pp 333 – 344.
- Dubief, Y., Delcayre, F.,** (2000). "On coherent-vortex identification in turbulence". Journal of Turbulence 1 (1), pp 011–011
- Pritam Malakar, Ratul Das.** (2021) "Relative role of sediment entrainments on log-law parameters of longitudinal velocity distributions in mobile bed flows". Journal of Hydrology and Hydromechanics. 69 (3) pp 243-254.
- Pritam Malakar, Akash Data, Ratul Das.** (2020). "Influence of Weak Bed-Load Transport on Mean Flow Characteristics over Immobile Smooth Bed Surface under Dynamic Equilibrium Flow Conditions". Springer. Water resources management. 34(15). 4954-4973.
- Walter H. Graf,** (1984). "Hydraulics of Sediment Transport", Water Resources Publications, LLC., Colorado.

REDUCCIÓN DEL ESPACIO DE BÚSQUEDA EN LA OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO MEDIANTE ALGORITMOS EVOLUTIVOS

Gutiérrez-Bahamondes, Jimmy H¹.; Mora-Melia, Daniel²; Valdivia-Muñoz, Bastian³; Silva-Rubio, Sergio⁴

¹Doctorado en Sistemas de Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad de Talca, Camino Los Niches Km 1, Curicó (Chile), jgutierrezb@utalca.cl;

²Dep. de Ingeniería y Gestión de la Construcción. Facultad de Ingeniería, Universidad de Talca, Camino Los Niches Km 1, Curicó (Chile), damora@utalca.cl; ³Doctorado en Sistemas de Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad de Talca, Camino Los Niches Km 1, Curicó (Chile), bvaldivia18@alumnos.utalca.cl; ⁴Doctorado en Sistemas de Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad de Talca, Camino Los Niches Km 1, Curicó (Chile), sergio.silva@utalca.cl

Introducción

El diseño de estaciones de bombeo (EB) es crítico en redes de distribución de agua, ya que tiene un impacto inmediato en los costos de construcción y determina el consumo de energía durante toda la vida útil del sistema. Sin embargo, la minimización de costos de inversión y operación al mismo tiempo es un problema complejo que puede abordarse desde diferentes perspectivas.

Un posible enfoque es seleccionar las bombas, accesorios y sistemas de control al mismo tiempo que se optimiza la distribución del caudal proporcionado por las estaciones de bombeo mediante el uso de una curva de consigna. Sin embargo, la gran cantidad de combinaciones posibles y la no linealidad de las ecuaciones imposibilita el uso de métodos exactos para resolver el modelo matemático propuesto. Esto justifica la utilización de técnicas metaheurísticas como los algoritmos evolutivos.

Los algoritmos evolutivos realizan al menos una simulación hidráulica en cada evaluación de la función objetivo durante cada periodo de análisis. Esto no es problema en redes pequeñas, pero a medida que aumenta el tamaño de la red también lo hace el esfuerzo computacional. Esto afecta a la eficiencia del algoritmo, e incluso imposibilita la resolución del problema en redes de mayor tamaño, semejantes a los casos reales.

Para disminuir el número de evaluaciones de la función objetivo (FO) durante el proceso de optimización, este trabajo presenta un método de preprocesado de la red que reduce el espacio de búsqueda del algoritmo. Como consecuencia de este preprocesado, el algoritmo no busca en regiones que posean distribuciones de flujo previamente clasificadas como no factibles, maximizando la eficiencia de la optimización. Esto acelera la convergencia de los algoritmos a la vez que preserva la calidad de las soluciones obtenidas.

Materiales y Métodos

El modelo de optimización diseña una EB. Una EB queda definida cuando se conoce la demanda máxima de la EB, el número de bombas y el modelo de bomba seleccionado en la base de datos. El modelo está restringido por ecuaciones de continuidad y momento y por requisitos mínimos de cabeza en los nodos de demanda. Además, el modelo está limitado por ecuaciones que garantizan que el flujo total suministrado por la EB es igual al flujo demandado durante cada período.

La función objetivo del problema de optimización calcula los costos de capital (CAPEX) y operacionales (OPEX) a partir de los valores de las variables de decisión en cada iteración del algoritmo. El detalle completo del problema de optimización puede consultarse en Gutiérrez-Bahamondes et al. (2021).

El trabajo actual propone un preprocesado de la red que identifica automáticamente zonas donde no existen soluciones factibles para el problema, eliminándolas del proceso de optimización posterior.

La metodología propuesta busca reducir el espacio de soluciones automatizando la búsqueda del dominio del caudal de cada una de las EB. Esto acota el rango operacional de cada estación de bombeo y define automáticamente el caudal mínimo y máximo a suministrar. Para ello se considera la capacidad máxima de las bombas disponibles, la presión mínima requerida y los patrones de demanda de la red. Cada EB tiene diferentes restricciones para las variables de decisión del modelo matemático relacionadas con los aportes de caudal que realiza cada una de ellas. El diagrama de flujo de la Figura 1 muestra las diferentes etapas del método para calcular el caudal mínimo que debe suministrar una EB para cumplir con las restricciones del problema:

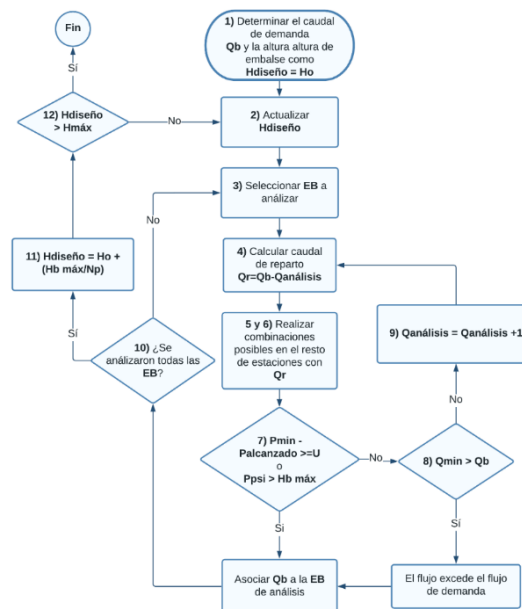


Figura 1.- Diagrama del algoritmo de preprocesamiento de datos

El análisis para determinar los caudales máximos sería similar, reemplazando en el paso 1) el periodo de menor demanda por el de mayor demanda de la red y en el paso 7) eliminando la condición de que la diferencia de presión alcanzada con la presión mínima de la red sea mayor a P_{\min} .

Casos de estudio

Inicialmente la metodología se aplica sobre redes de benchmarking de la literatura. Se seleccionan casos de estudio de diferente tamaño, ya que el número de nodos y conducciones de la red es la principal causa de ralentización de cálculo computacional. En particular se seleccionan 5 redes de la base de datos "Research Database of Water Distribution System Models" (Jolly et al., 2013).

Comprobada la bondad de la metodología, esta se aplica sobre un caso de estudio real situado en la ciudad de Curicó (Chile). El modelo de la red fue propuesto por Negrete Flores (2021). La red tiene 7630 nudos y una demanda base de más de 500 L/s.

Actualmente, la red de Curicó cuenta con dos estaciones de bombeo. El caso de estudio propone la instalación de una nueva estación de bombeo (E3) debido al crecimiento de la ciudad. La Figura 2 muestra la ubicación de cada estación de bombeo, en la que E3 es la estación propuesta y, las estaciones E1 y E2 son las estaciones que cuentan con ubicación real en la actualidad.

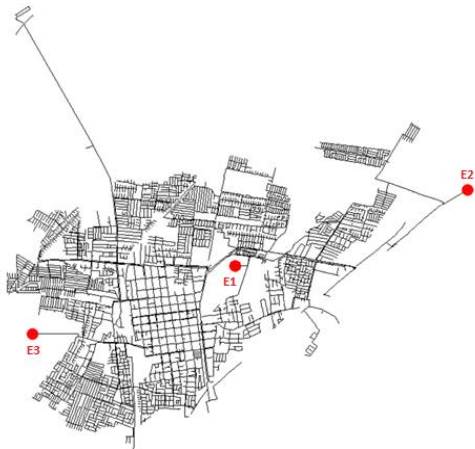


Figura 2.- Red de abastecimiento de Curicó, Chile

Resultados

La tabla 1 muestra la región acotada del espacio de soluciones una vez se ejecuta el algoritmo de preprocesamiento sobre las redes de benchmarking obtenidas de la literatura.

Tabla 1.- Acotación del espacio de soluciones

Red	Estaciones bombeo	Nudos	Acotación espacio de soluciones
KY3	4	266	46,9 %
KY6	4	538	37,7 %
KY4	5	957	89,4 %
KY8	5	1319	75,0 %
KY13	6	771	88,3 %

Los resultados muestran como el preprocesamiento reduce significativamente el espacio de soluciones sobre el que posteriormente se ejecutará el algoritmo evolutivo. La acotación del espacio de soluciones es dependiente del número de estaciones de bombeo y del número de nodos de la red. Comprobada la bondad de la metodología, esta se aplica sobre la red de abastecimiento de Curicó.

La metodología descrita en la Figura 1 permite calcular las curvas de caudal mínimo y máximo que pueden suministrar E2 y E3 para cumplir con todas las restricciones del problema. En cada EB, todo lo que queda fuera de los límites que marcan las curvas de caudal delimitan el área de soluciones infactibles, por lo que estas regiones serán eliminadas del espacio de búsqueda del algoritmo para diseñar las EB. Esto supone que aproximadamente un 80% del espacio de soluciones es infactible durante el periodo de mayor demanda. Cabe destacar que E1 no se preprocesa porque es la estación principal, es decir, aporta todo el caudal que aportan E2 y E3.

Una vez calculadas las curvas y eliminadas las regiones del espacio de soluciones que solo contienen soluciones infactibles, se ejecuta el algoritmo evolutivo para diseñar las EBs. En este caso se utiliza un Algoritmo Pseudogenético (APG). La Figura 3 compara el desempeño del APG cuando se ejecuta en todo el espacio de soluciones y cuando se ejecuta en el espacio de soluciones reducido con la metodología propuesta.

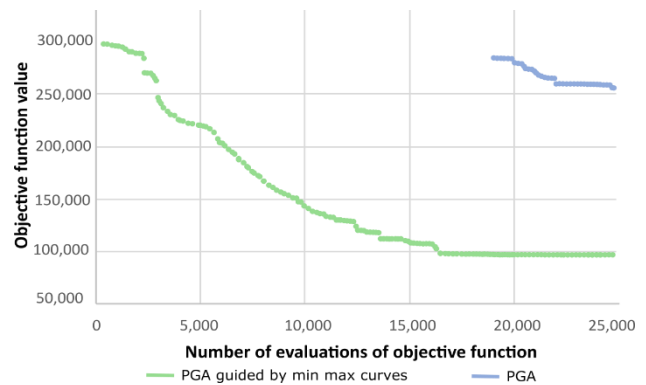


Figura 3.- Desempeño del algoritmo APG con/sin espacio reducido

Los resultados muestran una mejora significativa en el rendimiento del algoritmo que utiliza el preprocesado. El algoritmo guiado por las curvas encuentra soluciones factibles rápidamente y converge a la solución final en 16.000 evaluaciones de la función objetivo. Por otro lado, cuando el APG se ejecuta en el espacio de soluciones completo, este necesita de casi 18.000 evaluaciones solo para encontrar una solución factible, que además es de una calidad muy inferior a la que encuentra el algoritmo que utiliza el preprocesado de la información.

Conclusiones

El diseño de estaciones de bombeo en redes de distribución de agua es un problema complejo que puede optimizarse desde diferentes enfoques. La propia complejidad del problema dificulta la resolución en problemas reales donde el tamaño de la red y el número de variables a considerar son elevados.

Este trabajo propone una metodología sistemática basada en criterios hidráulicos que mapea zonas de infactibilidad antes de ejecutar el algoritmo de optimización. Esto permite acelerar el proceso de búsqueda de soluciones en comparación con los modelos matemáticos tradicionales.

Los resultados muestran que la aplicación de esta nueva metodología reduce considerablemente el número de evaluaciones de la función objetivo necesarias para encontrar soluciones factibles en una red de tamaño real. El trabajo presentado tiene algunas limitaciones. En el caso de redes pequeñas, el esfuerzo computacional para encontrar las zonas de inviabilidad puede generar un exceso de evaluaciones de la función objetivo para lograr el mismo resultado. Finalmente, la experimentación con diferentes tipos de redes, algoritmos y parámetros será parte del trabajo futuro que permitirá determinar el alcance de la nueva propuesta.

Agradecimientos

Este trabajo fue apoyado por el Programa Fondecyt Regular (Proyecto N°1210410) de la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID), Chile.

Referencias

- Gutiérrez-Bahamondes, J.H., Mora-Meliá, D., Iglesias-Rey, P.L., Martínez-Solano, F.J., Salgueiro, Y., (2021). Pumping Station Design in Water Distribution Networks Considering the Optimal Flow Distribution between Sources and Capital and Operating Costs. *Water* 2021, Vol. 13, Page 3098 13, 3098. <https://doi.org/10.3390/W13213098>
- Jolly, M.D., Lothes, A.D., Bryson, L.S., Ormsbee, L., (2013). Research Database of Water Distribution System Models. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 140, 410–416. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000352](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000352)
- Negrete Flores, M. Y. (2021). Modelación computacional en Epanet de un sector de la red de abastecimiento de agua potable de Curicó. *Proyecto de Titulación, Universidad de Talca (Chile)*

DEFINIÇÃO PARA O COMPRIMENTO DO RESSALTO HIDRÁULICO EM CANAIS RETANGULARES EMPREGANDO A DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL

¹Isabela Neves da Rocha Ribeiro dos Santos, ²André Luiz Andrade Simões, ³Thiago Reis Pereira Minho, ⁴Yuri Santos de Jesus, ⁵Luciano Matos Queiroz, ⁶Harry Edmar Schulz e ⁷Rodrigo de Melo Porto

^{1,2,3,4,5}Universidade Federal da Bahia - UFBA, Brasil; ⁶Hydro Engineering Solutions, EUA; ⁷Universidade de São Paulo – USP, Brasil.
²andre.simoes@ufba.br (autor para contato).

RESUMO:

O ressalto hidráulico é um fenômeno de relevante interesse prático para a engenharia, pois pode ser empregado como dissipador de energia em sistemas extravasores de barragens, em estruturas hidráulicas e como unidade de mistura rápida em estações de tratamento de águas e efluentes. O estudo de suas características ao longo dos anos, por diversos pesquisadores, demonstra que o comprimento é a grandeza com maiores incertezas associadas, sobretudo pela variedade de definições para a posição final do ressalto hidráulico. Este trabalho realizou um estudo numérico do ressalto hidráulico em duas dimensões empregando a dinâmica dos fluidos computacional. Utilizaram-se as equações de conservação de massa, Navier-Stokes com médias de Reynolds, ambas na forma do modelo multifásico não homogêneo, e o modelo de turbulência k- ϵ , para números de Froude supercrítico entre 2 e 9. Os resultados para as pressões médias junto ao fundo do canal apresentam aderência aos dados experimentais disponíveis na literatura. Desenvolveu-se uma equação para o cálculo da pressão média ao longo do ressalto e a sua aplicação resultou na definição de um comprimento próximo ao comprimento do ressalto definido com base no estudo das pressões no fundo do canal. As soluções numéricas para as posições onde ocorrem as máximas taxas de dissipação de energia por unidade de massa apresentaram valor médio próximo ao disponível na literatura para a máxima flutuação de pressão.

ABSTRACT:

Hydraulic jump is a phenomenon of relevant practical interest for engineering, since it is used as an energy dissipator in dam overflow systems, in hydraulic structures and as a mixer in treatment plants. The study of its characteristics over the years, by several researchers, demonstrates that its length is the quantity with the greatest associated uncertainties, mainly due to the variety of definitions for the final position of the hydraulic jump. The present work carried out a numerical study of hydraulic jump in two dimensions using computational fluid dynamics. The mass conservation equation, Reynolds Averaged Navier-Stokes equations, both in the form of the inhomogeneous multiphase model, and the k- ϵ turbulence model, for supercritical Froude numbers between 2 and 9, were used. The results for mean pressures at the bottom of the channel show adherence to experimental data available in the literature. An equation was developed to calculate the average pressure along the bottom and its use led to the definition of a length close to the defined shoulder length based on the study of pressures at the bottom of the channel. Numerical solutions for the positions where the maximum energy dissipation rates per unit mass occur showed an average value close to that available in the literature for the maximum pressure fluctuation.

PALAVRAS-CHAVE: *comprimento do ressalto hidráulico, dissipação de energia, ressalto hidráulico.*

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

O ressalto hidráulico é um fenômeno que justapõe regimes de escoamento subcrítico supercrítico em um canal, sendo de alto interesse para a engenharia. Na Engenharia Civil ele é empregado para dissipar energia em grandes obras hidráulicas, como as barragens cujos sistemas extravasores apresentem bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Na Engenharia Sanitária o ressalto é por vezes adotado como unidade de mistura rápida para coagulantes e oxidantes nas estações de tratamento de água e efluentes. Algumas grandezas características do ressalto hidráulico podem ser estudadas pela via analítica, empregando as equações de conservação de massa, a segunda lei de Newton e a primeira lei da termodinâmica. Como exemplo, cita-se a equação de Bélanger, que relaciona as alturas conjugadas e o número de Froude para um ressalto hidráulico em um canal retangular de fundo horizontal.

Nesse contexto, destaca-se o comprimento do ressalto hidráulico como grandeza fundamental para a realização dos projetos hidráulicos envolvendo bacias de dissipação, já que o mesmo determina o comprimento das assim denominadas “bacias de dissipação por ressalto hidráulico”. Schulz *et al.* (2015) reportam que mais de vinte equações foram propostas para a determinação do comprimento do ressalto. Esses autores compararam essas formulações empíricas e constataram divergências com uma amplitude maior que 100%. Tal divergência entre as metodologias decorre, em grande parte, da dificuldade em definir e medir a posição final do ressalto hidráulico.

Marques *et al.* (1997) realizaram experimentos para a determinação do comprimento do ressalto hidráulico em um canal retangular. Os referidos autores empregaram transdutores de pressão instalados no fundo do canal, possibilitando assim a determinação do comportamento dinâmico da pressão junto ao fundo e ao longo do ressalto. Com a análise estatística dos sinais obtidos, os autores puderam definir a posição final do ressalto como aquela a partir da qual o mesmo deixa de influenciar o comportamento da pressão em função do tempo. Para tanto, foram analisados os momentos centrais curtose e assimetria e a pressão instantânea. Marques *et al.* (1997) concluíram que a partir da posição $8,5(h_2 - h_1)$ o comportamento da pressão passa a ser aproximadamente gaussiano, semelhante ao que seria observado em um escoamento subcrítico sem a influência do ressalto hidráulico. Dessa forma, os autores definiram o comprimento do ressalto através da equação 1, válida para $4,9 < Fr_1 < 9,3$ e como sendo o comprimento correspondente ao final da região de dissipação de energia, estabelecendo uma forma simples, porém objetiva, para a determinação da posição final do ressalto.

$$L_j = 8,5(h_2 - h_1), \quad [1]$$

h_2 é a profundidade conjugada subcrítica, h_1 é a profundidade conjugada supercrítica. Quando a profundidade h_1 é utilizada na construção do número de Froude, este é indicado como $Fr_1 = V_1/(gh_1)^{1/2}$, geralmente denominado de número de Froude supercrítico. A velocidade V_1 é a velocidade supercrítica e g é a aceleração da gravidade.

Dai Prá (2011) realizou experimentos em um canal retangular e mediu as pressões junto ao fundo do canal e ao longo do ressalto, nos moldes dos experimentos conduzidos por Marques *et al.* (1997). Entre as suas conclusões, Dai Prá (2011) constatou que o final do ressalto hidráulico ocorreu em $8,0(h_2 - h_1)$, valor próximo ao proposto por Marques *et al.* (1997), com desvio de 6,3%.

Schulz *et al.* (2015) também propuseram uma equação teórica adimensional, com bases físicas, para o comprimento do ressalto hidráulico, que, entretanto, utiliza adicionalmente o número de Froude supercrítico (além da diferença entre as profundidades conjugadas) e cujos coeficientes numéricos podem depender de detalhes construtivos (rugosidade, suavização de elementos estruturais, por exemplo). A formulação é reproduzida na equação 2 como um exemplo das formulações alternativas existentes.

$$\frac{L}{h_1} = \theta_1 \frac{Fr_1}{\sqrt{h^*}} + \theta_2 Fr_1^3 \sqrt{h^*}. \quad [2]$$

Os coeficientes θ_1 e θ_2 dependem de dados experimentais e da maneira como se define e mede o comprimento do ressalto (horizontalidade da superfície, comprimento do rolo, supressão das flutuações de pressão, por exemplo). h^* é definido como $h^*=h_1/(h_2-h_1)$, envolvendo a diferença das profundidades conjugadas. O comprimento L é indicado sem índice, uma vez que pode ser associado ao comprimento do rolo do ressalto L_r , ou ao próprio ressalto, L_j , produzindo valores diferentes para θ_1 e θ_2 .

Este trabalho teve como objetivo a determinação numérica do comprimento de ressalto hidráulicos estabelecidos em canais retangulares e horizontais. Os objetivos específicos são: (1) análise do comportamento das pressões médias no fundo do canal e ao longo do ressalto; (2) proposição de uma equação empírica adimensional para a pressão média no fundo do canal e ao longo do ressalto; (3) cálculo das localizações das máximas taxas de dissipação de energia por unidade de massa.

METODOLOGIA

Para a realização dos cálculos por meio da dinâmica dos fluidos computacional, construíram-se domínios bidimensionais para a simulação de ressalto com números de Froude supercrítico, Fr_1 , entre 2 e 9, variando unitariamente. O modelo empregado é formado pelas equações de conservação de massa e de Navier-Stokes, reescritas em termos de grandezas médias e para a representação não homogênea do escoamento multifásico, ou seja, para a qual apenas o campo de pressões é compartilhado entre as fases. A modelagem da turbulência foi realizada como modelo k- ϵ . Esses dois modelos encontram-se disponíveis no software Ansys CFX[®], empregado no presente trabalho. Essa abordagem foi adotada com base no trabalho de Simões *et al.* (2010). A equação 3 corresponde à conservação de massa, para o modelo não homogêneo.

$$\frac{\partial}{\partial t} (r_\alpha \rho_\alpha) + \nabla \cdot (r_\alpha \rho_\alpha \vec{V}_\alpha) = S_{MS\alpha} + \sum_{\beta=1}^{N_p} \Gamma_{\alpha\beta}, \quad [3]$$

em que r_α é a fração volumétrica da fase alfa, de tal maneira que o somatório de r_α para todas as fases seja igual à unidade; ρ_α é a densidade da fase alfa, \vec{V}_α é a velocidade (campo de velocidades) da fase alfa, $S_{MS\alpha}$ é um termo fonte e $\Gamma_{\alpha\beta}$ é a taxa de transferência de massa da fase beta para a fase alfa, por unidade de volume, N_p é o número total de fases.

A equação de Navier-Stokes, com a forma do modelo não homogêneo, assume a forma dada pela equação 4.

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (r_\alpha \rho_\alpha \vec{V}_\alpha) + \nabla \cdot (r_\alpha \rho_\alpha \vec{V}_\alpha \vec{V}_\alpha) = & -r_\alpha \nabla p_\alpha + \nabla \cdot \left(r_\alpha \mu_\alpha \left(\nabla \vec{V}_\alpha + (\nabla \vec{V}_\alpha)^T \right) \right) + \dots \\ \dots + \sum_{\beta=1}^{N_p} (\Gamma_{\alpha\beta}^+ \vec{V}_\beta - \Gamma_{\beta\alpha}^+ \vec{V}_\alpha) + S_{M\alpha} + M_\alpha, & \quad [4] \end{aligned}$$

em que p_α é o campo de pressão da fase alfa, que é o mesmo para todas as N_p fases, condição necessária para fechar o sistema de equações; μ_α é a viscosidade da fase alfa; $(\Gamma_{\alpha\beta}^+ \vec{V}_\beta - \Gamma_{\beta\alpha}^+ \vec{V}_\alpha)$ representa a transferência de quantidade de movimento linear entre as fases, induzida pela transferência de massa entre as fases. O termo $S_{M\alpha}$ é um termo fonte para a transferência de quantidade de movimento linear ocasionada por forças de campo, como a força peso. M_α corresponde às forças interfaciais atuando na fase α devido à presença das demais fases.

As condições de contorno são: (1) entrada com altura de escoamento fixa e igual a 0,15 m, com velocidade média que é função de Fr_1 e distribuição de pressões hidrostática; (2) saída com altura de escoamento subcrítico fixa, estimada com a equação da força específica para cada Fr_1 e distribuição de pressões hidrostática. Para garantir um comprimento suficiente para o

desenvolvimento do ressalto e evitar reflexões numéricas a partir da superfície de saída, os domínios foram construídos com extensão total 1,5 vezes o comprimento calculado com a equação de Marques *et al.* (1997). (3) tendo sido adotados domínios bidimensionais, as laterais foram modeladas com a condição de simetria; (4) no topo do domínio foi fixada uma fração volumétrica de água nula e de ar igual à unidade, submetido à pressão atmosférica; (5) o fundo do domínio corresponde a uma parede com rugosidade absoluta equivalente igual a 0,1 mm, com o intuito de representar o material construtivo como concreto alisado.

Os domínios foram discretizados com malhas estruturadas, como apresentado na Figura 1, com número de elementos entre 20 e 130 mil, em função do número de Froude e consequente tamanho do domínio computacional. Para alguns casos, a ocorrência de instabilidades numéricas foi solucionada com o aumento do domínio, para evitar reflexões numéricas nos contornos.

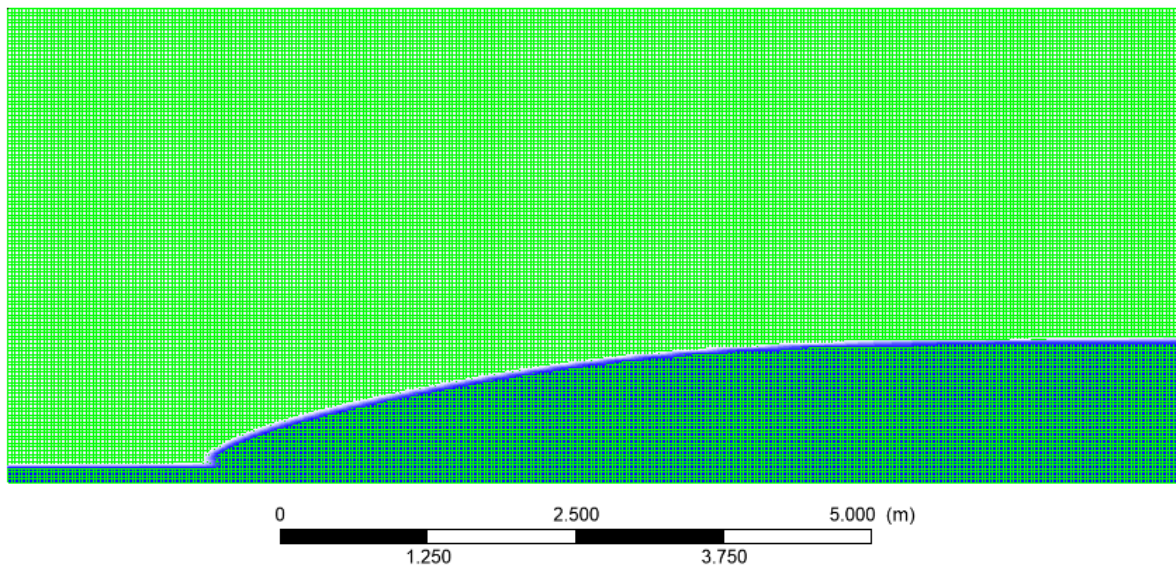


Figura 1.- Parte da malha empregada para $Fr_1 = 6$.

Os resultados numéricos para a pressão junto ao fundo do canal e ao longo do ressalto foram adimensionalizados com a equação 5, empregada por Dai Prá (2011). Com o objetivo de identificar as posições finais dos ressaltos através do comportamento de p^* , empregou-se a coordenada adimensional x/h_j , sendo x [m] um eixo paralelo ao fundo do canal e com origem no início do ressalto hidráulico; h_j é a altura do ressalto, igual a $h_2 - h_1$.

$$p^* = \frac{p - h_1}{h_j}, \quad [5]$$

em que p^* é a pressão adimensionalizada, p é a pressão no fundo do canal e $\gamma = 9806 \text{ N/m}^3$ é o peso específico da água.

RESULTADOS

Os resultados numéricos incluem as frações volumétricas de ar e água, variáveis que possibilitam a determinação da posição da superfície livre, como indicado na Figura 2. Um dos aspectos observados nas soluções, a partir das frações volumétricas de ar, foi a ocorrência de ressaltos sem a incorporação de ar, fenômeno observado experimentalmente. Cabe ressaltar que os domínios mostrados na Figura 2 apresentam dimensões diferentes em função das dimensões previstas para os ressaltos, mas todas as entradas correspondem a uma altura de 0,15 m.

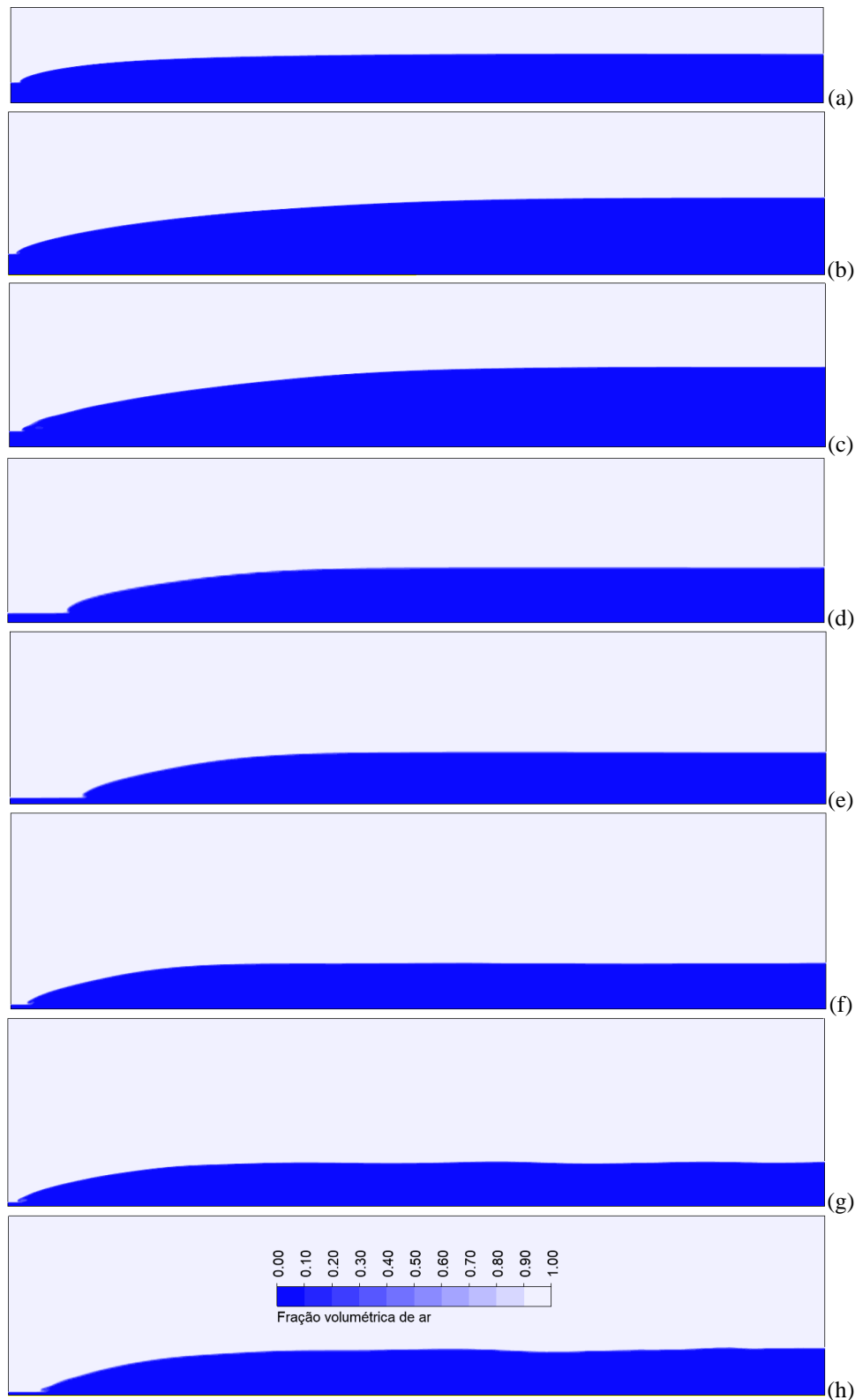


Figura 2.- Gráficos das soluções numéricas para a fração volumétrica de ar: (a) $Fr_1 = 2$; (b) $Fr_1 = 3$; (c) $Fr_1 = 4$; (d) $Fr_1 = 5$; (e) $Fr_1 = 6$; (f) $Fr_1 = 7$; (g) $Fr_1 = 8$; (h) $Fr_1 = 9$.

Os resultados numéricos para p^* em função de x/h_j , foram inicialmente comparados aos dados de Endres (1990), Marques *et al.* (1997) e Dai Prá (2011). Como pode ser visto na Figura 3, há aderência entre os resultados numéricos e os dados experimentais. Observa-se também um mesmo comportamento, com crescimento de p^* e tendência à unidade.

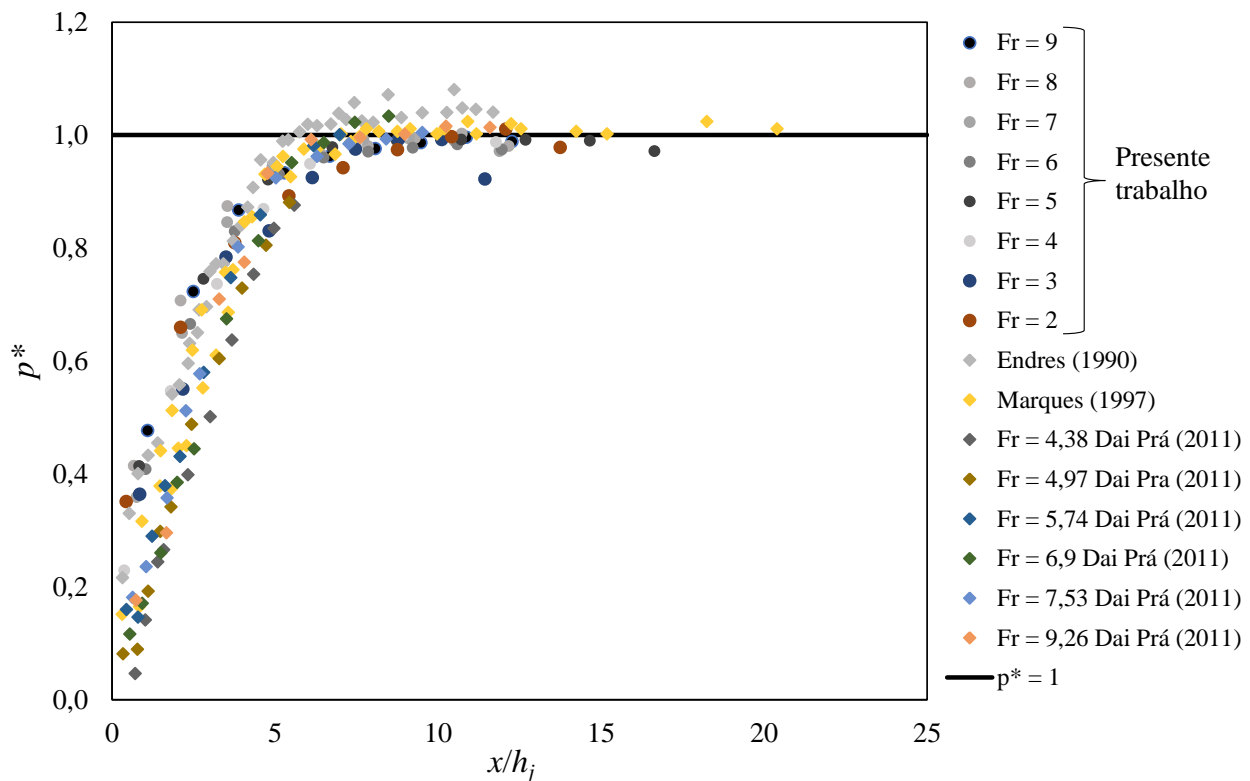


Figura 3.- Comparação entre os resultados numéricos e dados da literatura. Nesta legenda, $Fr = Fr_1$.

A análise quantitativa dos resultados numéricos para a variável p^* demonstrou a existência de um comportamento aproximadamente assintótico, com $p^* \rightarrow 1$, exceto por pequenas oscilações numéricas, como pode ser observado na Figura 4. Esse comportamento dificulta a determinação de uma posição final x/h_j , razão pela qual propõe-se a equação 6. Os resultados obtidos por meio da aplicação dessa equação tendem à unidade para valores elevados de x/h_j , tendo sido calculados os seus coeficientes minimizando o somatório dos erros quadráticos entre os resultados numéricos e valores calculados, o que resultou em um coeficiente de correlação igual a 0,9902.

$$p^* = 0,796tgh \left[0,291 \left(\frac{x}{h_j} \right)^{0,984} \right] + 0,202. \quad [6]$$

Adotando um critério semelhante ao que resolve o problema assintótico em estudos da camada limite, foi utilizado $p^* \approx 0,99$ como limite para definição da posição final do ressalto. Fisicamente, essa condição representa aproximadamente o início da ocorrência de uma distribuição de pressões hidrostáticas. Como resultado, foi obtido $x/h_j = 8,6$, valor que resulta em um desvio de 1,2% em relação ao proposto por Marques *et al.* (1997), definido com a equação 1. Considerando a equação de Dai Prá (2011), o desvio relativo resulta igual a 7,5%. Esses resultados indicam que a modelagem realizada no presente estudo foi capaz de reproduzir muito bem as observações experimentais dos autores citados.

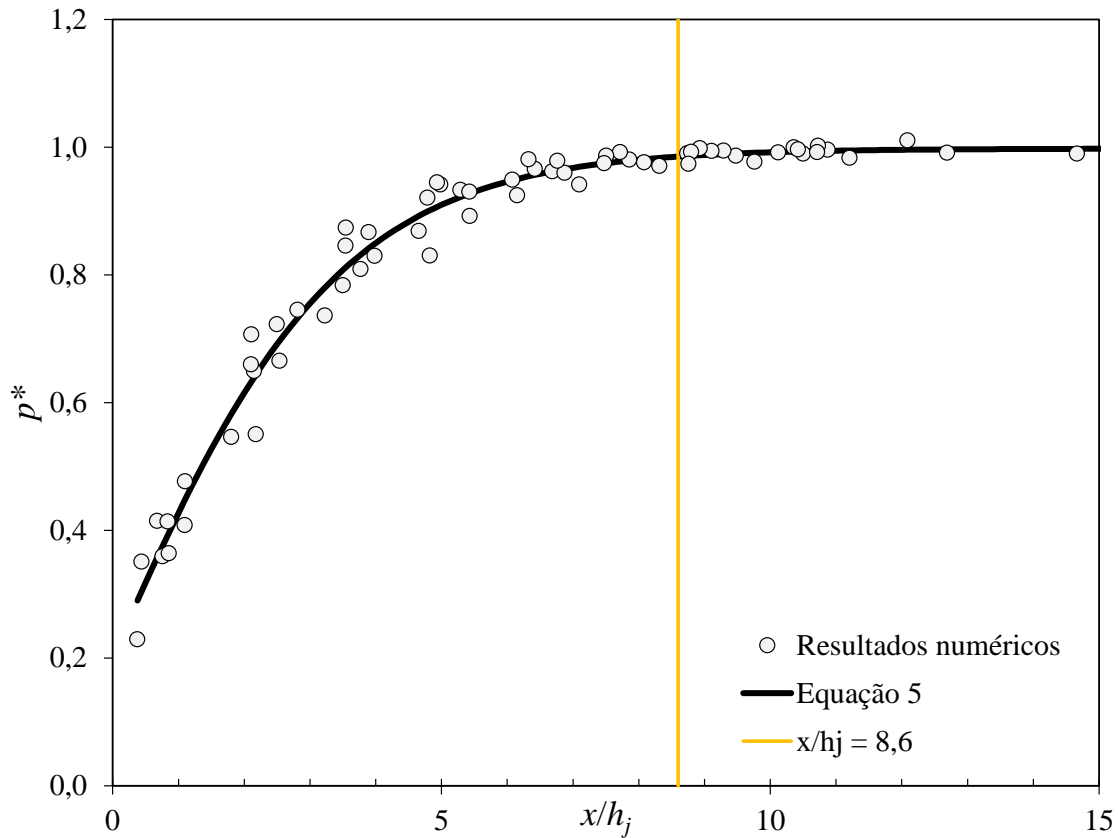


Figura 4.- Resultados numéricos e equação proposta.

Com o propósito de avaliar a posição de máxima taxa de dissipação de energia por unidade de massa, ε , e a sua localização, propõe-se o adimensional expresso pela equação 7, que faz uso da velocidade supercrítica média na seção 1, V_1 , onde ocorre h_1 , e do comprimento do rolo do ressalto, L_r , identificado para cada simulação por meio da análise do campo de velocidades, como ilustrado na Figura 5. Para cada Fr_1 , a localização do final de L_r foi determinada como a posição em que o campo de velocidades indica a mudança de sentido, condição que ocorre próximo à superfície livre.

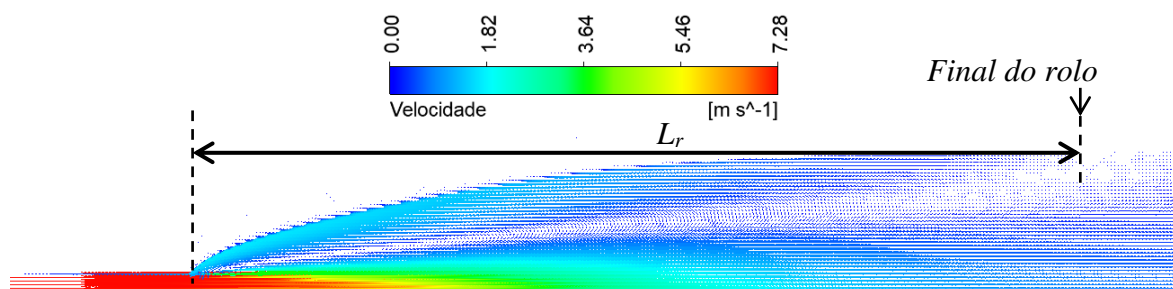


Figura 5.- Comprimento do rolo do ressalto a partir do campo de velocidades. Exemplo para $Fr_1=6$.

Os resultados apresentados na Figura 6 mostram que ε^* apresenta valores máximos na parte inicial do ressalto hidráulico, decaindo em seguida.

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon L_r}{V_1^3}. \quad [7]$$

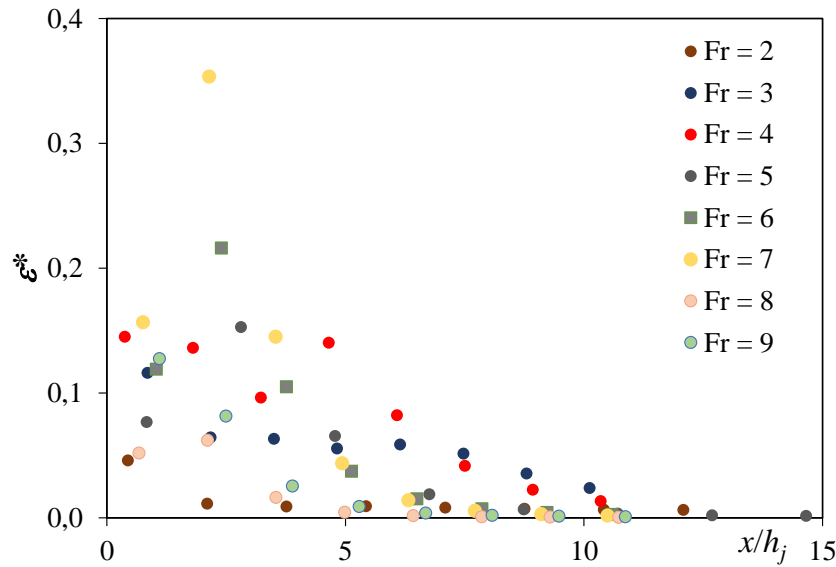


Figura 6.- Taxa de dissipação de energia por unidade de massa adimensionalizada, ao longo dos ressalto.

Os resultados para $x/h_j = x^*/h_j$ (posição onde ocorre ε^*_{\max}) são apresentados na Tabela 1, em função de Fr_1 . Para Fr_1 entre 5 e 8, x^*/h_j resultou maior que 2,00; para Fr_1 entre 2 e 4, x^*/h_j resultou menor que 1,00 e para $Fr_1 = 9$, $x^*/h_j = 1,10$. O valor médio de x^*/h_j é igual a 1,53, sendo este resultado próximo a $x/h_j = 1,75$, medido por Marques *et al.* (1996) como a posição onde ocorre a maior flutuação de pressão. Para todos os valores de Fr_1 dos ressalto simulados, as posições onde ocorrem ε^*_{\max} resultaram menores que o comprimento do rolo do ressalto, como indicado na última coluna da Tabela 1.

O uso da equação 2 em conjunto com as soluções numéricas calculadas com CFD resultou nos coeficientes $\theta_1 = 1,79$ e $\theta_2 = 0,0964$ para o comprimento adimensionalizado do rolo do ressalto hidráulico, L_r/h_1 , válidos para o intervalo $2 \leq Fr_1 \leq 7$ e com coeficiente de correlação igual a 0,959. Os pontos correspondentes a $Fr_1 = 8$ e $Fr_1 = 9$ não apresentaram a mesma tendência dos demais, tendo sido excluídos da análise correspondente a L_r/h_1 calculado com a equação 2. A Figura 7a mostra a comparação entre valores calculados com a equação 2 e com CFD, em relação à reta de ajuste ideal. Para o comprimento do ressalto hidráulico, definido com a metodologia apresentada no presente trabalho por meio da equação 8, semelhante à equação 7, mas com coeficientes calculados para cada Fr_1 , com resultados apresentados na Tabela 1, θ_1 e θ_2 resultaram em $\theta_1 = 3,81$ e $\theta_2 = -0,113$.

$$p^* = a. \operatorname{tgh} \left[b \left(\frac{x}{h_j} \right)^c \right] + d. \quad [8]$$

Tabela 1.- Valores de Fr_1 , x^*/h_j , ε^*_{\max} e x^*/L_r calculados via CFD.

Fr_1	x^*/h_j	ε^*_{\max}	x^*/L_r	a	b	c	d	R	L_j/h_j
9	1,10	0,13	0,21	0,812	0,348	0,921	0,182	1,000	8,6
8	2,11	0,06	0,24	0,787	0,379	0,913	0,211	1,000	7,4
7	2,15	0,35	0,07	0,768	0,244	1,209	0,227	0,999	6,7
6	2,40	0,22	0,54	1,160	0,450	0,744	-0,130	0,997	7,1
5	2,81	0,15	0,60	0,698	0,216	1,225	0,294	0,999	7,4
4	0,38	0,15	0,35	0,892	0,288	0,928	0,127	0,999	7,7
3	0,85	0,12	0,80	0,778	0,203	1,093	0,228	0,996	8,3
2	0,44	0,05	0,27	0,925	0,421	0,618	0,121	0,998	8,7

R = coeficiente de correlação entre valores calculados com a equação 8 e calculados por meio da CFD.

A comparação entre os valores calculados com CFD e com a equação 2, em relação à reta de ajuste ideal, encontra-se na Figura 7b. Para essa grandeza foi possível o uso de todas as soluções numéricas, isto é, do intervalo $2 \leq Fr_1 \leq 9$, tendo resultado em forte correlação, com $R = 0,986$.

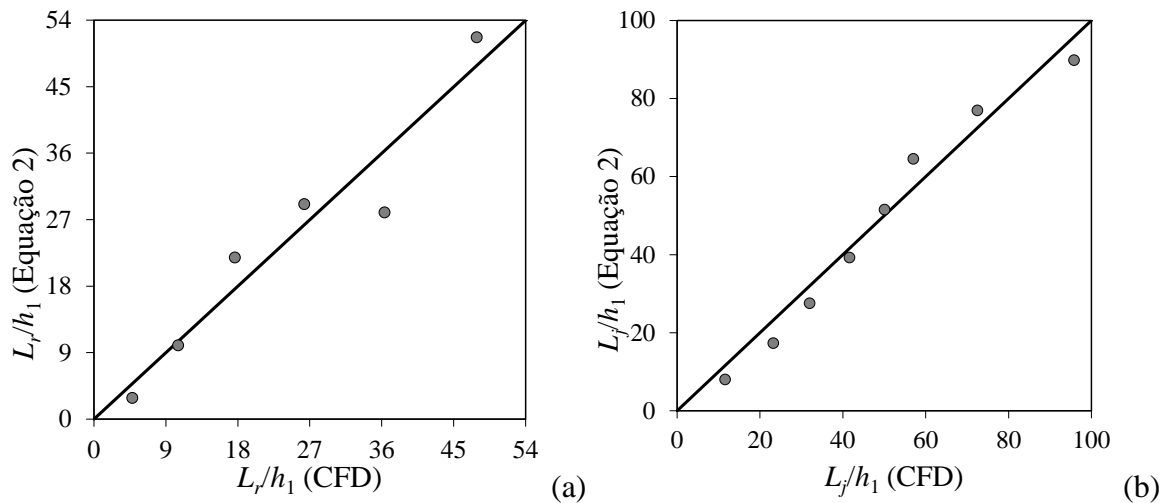


Figura 7.- Comparação entre valores calculados via CFD e com a equação 2: (a) comprimento do rolo do ressalto e (b) comprimento do ressalto hidráulico.

CONCLUSÕES

As simulações numéricas para ressaltos com Fr_1 iguais a 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9, empregando os modelos descritos neste estudo, possibilitaram a determinação de ressaltos com formas semelhantes às observadas experimentalmente, exceto pela incorporação de ar, que não ocorreu nas soluções numéricas. O cálculo do campo de pressões resultou em pressões junto ao fundo do canal cujo comportamento pôde ser descrito com um modelo empírico proposto no presente trabalho. Os resultados dessa abordagem foram comparados a dados experimentais disponíveis na literatura, obtidos com transdutores de pressão. A análise de todos os resultados numéricos em conjunto resultou em $L_j/h_j = 8,6$, valor bastante próximo ao obtidos experimentalmente por diferentes autores. As taxas de dissipação de energia por unidade de massa adimensionalizadas com o comprimento do rolo e com a velocidade média supercrítica apresentaram comportamento que indica a ocorrência de valores máximos nas proximidades do início do ressalto, com decaimento subsequente. O valor médio da posição onde ocorrem as máximas taxas de dissipação de energia adimensionalizadas resultou próximo ao valor obtido experimentalmente por outros autores para a maior flutuação de pressão, sugerindo a possibilidade de existência de correlação entre tais grandezas e, para todos os números de Froude, a referida posição resultou menor que o comprimento do rolo do ressalto. Os resultados numéricos obtidos via CFD apresentaram aderência e forte correlação à equação teórica adimensional para o cálculo do comprimento do rolo do ressalto hidráulico e de seu comprimento.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pela bolsa de Iniciação Científica da primeira autora e pela bolsa de Mestrado do terceiro autor, à da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB), pela bolsa de Iniciação Científica do quarto autor e apoio referente ao Projeto com N° do Termo do Convênio PIE0021/2016. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de financiamento 001.

REFERÊNCIAS

- Dai Prá, M.** (2011). Uma abordagem para determinação das pressões junto ao fundo de dissipadores de energia por ressalto hidráulico. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Endres, L.A.M.** (1990). Contribuição ao desenvolvimento de um sistema para aquisição e tratamento de dados de pressões instantâneas em laboratório. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Marques, M.G.; Drapeau, J.; Verrette, J-L.** (1997). “Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico”. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 2, No. 2, Jul/Dez 1997, pp. 45-52.
- Schulz, H.E.; Nóbrega, J.D.; Simões, A.L.A.; Schulz, H; Porto, R.M.** (2015). *Details of Hydraulic Jumps for Design Criteria of Hydraulic Structures, Hydrodynamics - Concepts and Experiments*, Prof. Harry Schulz (Ed.), ISBN: 978-953-51-2034-6, InTech.
- Simões ALA, Schulz HE, Porto RM.** (2010). “Simulação numérica e verificação experimental da posição da superfície livre de um ressalto hidráulico em um canal retangular”. In: *IAHR, XXIV Congresso Latinoamericano de Hidráulica*, Punta del Este, Uruguay.

RELAÇÕES ADIMENSIONAIS PARA O DIMENSIONAMENTO DE BACIA DE DISSIPAÇÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO A JUSANTE DE CANAIS EM DEGRAUS CONSTRUÍDOS COM GABIÕES

¹André Luiz Andrade Simões, ²Thaise Ithana de Souza França, ³Luciano Matos Queiroz, ⁴Iran Eduardo Lima Neto, ⁵Harry Edmar Schulz e ⁶Rodrigo de Melo Porto

^{1,2,3}Universidade Federal da Bahia - UFBA, Brasil; ⁴Universidade Federal do Ceará – Fortaleza –Brasil; ⁵Hydro Engineering Solutions, EUA; ⁶Universidade de São Paulo – USP, Brasil.
²andre.simoes@ufba.br (autor para contato).

RESUMO:

Escoamentos em canais com o fundo em degraus construídos com gabiões são estudados há mais de quatro décadas. O presente trabalho realizou uma revisão da literatura relativa aos estudos experimentais sobre o tema, com o objetivo de desenvolver equações para o dimensionamento de bacias de dissipação por ressalto hidráulico a jusante de canais em degraus formados por gabiões. A pesquisa realizada identificou mais de 160 dados medidos em modelos físicos com cinco diferentes declividades. Foram propostas equações inéditas para o cálculo do comprimento e cota de fundo da bacia de dissipação por ressalto hidráulico, para o cálculo da altura de escoamento supercrítico na entrada da bacia de dissipação, assim como para a estimativa da altura da soleira terminal contínua da bacia de dissipação. As equações propostas apresentam fortes correlações e aderência com os dados experimentais obtidos por diferentes autores. Um exemplo de aplicação ilustra a metodologia desenvolvida e compara os seus resultados com uma metodologia disponível na literatura sobre o tema.

ABSTRACT:

Flows in stepped chutes and spillways with gabions have been studied for over four decades. The present work carried out a literature review on experimental studies on the subject, with the objective of developing new equations for the stilling basin design downstream of stepped channels with gabions. The research identified more than 160 data measured in physical models with five different slopes. Unpublished equations were proposed for the calculation of the length and bottom elevation of the stilling basin, for the calculation of the supercritical conjugate depth at the entrance of the stilling basin, as well as for the estimation of the height of the continuous end sill of the stilling basin. The proposed equations present strong correlations and adherence with the experimental data obtained by different authors. An application example illustrates the methodology developed and compares its results with a methodology available in the literature on the subject.

PALAVRAS-CHAVE: *canais em degraus, gabiões, vertedouros em degraus.*

INTRODUÇÃO

O conhecimento sobre as características de escoamentos em vertedouros em degraus avançou de forma significativa nas últimas quatro décadas devido ao número crescente de barragens com sistemas extravasores que incluíram em seus projetos canais de queda com o fundo em degraus. Como um dos desdobramentos decorrentes desse investimento em pesquisas, destaca-se que projetos de outras estruturas hidráulicas de menor porte, como as denominadas “descidas d’água” empregadas em taludes, as escadarias drenantes e estruturas da arquitetura decorativa, por exemplo, se beneficiaram do conhecimento produzido a partir de estudos em modelos físicos de vertedouros em degraus. Nesse contexto, destaca-se também o uso de gabiões para a construção de canais em degraus, que são estruturas estáveis e com elevado potencial de dissipação de energia, como mencionado por Peyras *et al.* (1992).

Stephenson (1979) realizou experimentos em canais em degraus formados por gabiões com valores de s/l iguais a 1,0; 0,67; 0,50 e 0,33; sendo s a altura do degrau e l o comprimento do piso do degrau. Entre as suas contribuições, encontra-se uma equação para o cálculo da energia dissipada pelos degraus que foi desenvolvida com a equação da energia e as equações empíricas de Rand (1955), que estudou o escoamento sobre um degrau. A comparação entre os dados experimentais obtidos para os canais em gabiões e a equação desenvolvida levou à proposição de algumas linhas de tendência, mas com relativa dispersão dos pontos em relação às curvas.

Peyras *et al.* (1992) estudaram experimentalmente escoamentos em canais em degraus formados por gabiões com s/l iguais a 1,0; 0,50 e 0,33 e para s/h_c entre 1,08 a 2,72, em que h_c é a altura crítica para um canal retangular. Os autores relatam terem sido observados escoamentos do tipo quedas sucessivas e deslizante sobre turbilhões. Entre os seus resultados, Peyras *et al.* (1992) propuseram gráficos e equações para o cálculo da energia dissipada e para o cálculo da altura de escoamento supercrítico na entrada da bacia de dissipação por ressalto hidráulico. As curvas propostas apresentam aderência aos dados experimentais e coeficientes de determinação maiores que 0,874. No mesmo trabalho, Peyras *et al.* (1992) sugerem o uso da equação de Bélanger para o cálculo da altura subcrítica do ressalto, h_2 , e da equação $L_j = 6h_2$ para o cálculo do comprimento da bacia de dissipação por ressalto hidráulico.

Chinnarasri *et al.* (2008) realizaram experimentos em canais em degraus construídos com gabiões, com s/l iguais a 0,58; 1,0 e 1,73; para s/h_c entre 0,52 e 6,02. Os autores mediram pressões, alturas de escoamento e velocidades, calcularam perdas de carga e apresentaram equações empíricas para essas variáveis, escritas em termos de grandezas adimensionais. Os autores concluíram que escoamentos em canais em degraus com gabiões podem apresentar perdas de carga adimensionais até 14% maiores que escoamentos em canais em degraus convencionais. Ao analisar dados de outros autores, Chinnarasri *et al.* (2008) desenvolveram a equação 1 para a determinação da ocorrência do regime deslizante sobre turbilhões em canais em degraus formados por gabiões.

$$\frac{h_c}{s} \geq 0,61\left(\frac{s}{l}\right)^{-0,26}. \quad [1]$$

Wüthrich e Chanson (2014) estudaram distribuições de frações volumétricas de ar, distribuições de velocidades, padrões de escoamento e a dissipação de energia em um canal com gabiões com $s/l = 0,50$. Os autores concluíram, com base nos experimentos realizados, que a dissipação de energia é menor em canais em degraus formados por gabiões quando comparados aos canais em degraus em concreto liso. Esse resultado aponta para uma divergência entre conclusões apresentadas na literatura, indicando a necessidade de realização de estudos adicionais sobre o tema.

Vashisth (2017) realizaram experimentos em um canal em degraus com $s/l = 1,0$, construído com uma estrutura envolta numa tela e preenchida com pedras que, segundo os autores, representa

uma estrutura semelhante ao gabião. Os experimentos foram realizados para s/h_c entre 0,94 e 1,2 e os autores apresentaram resultados para a energia específica e energia total em função da vazão.

Rajaei *et al.* (2020) realizaram experimentos em um canal em degraus construído com gabiões, com $s/l = 1,0$ e s/h_c entre 2,6 e 12,2. Os autores mediram alturas de escoamento e vazões, tendo apresentado resultados para a perda de carga adimensionalizada em função da vazão e do adimensional $(h_c/H_{dam})^3$, empregado por Peyras *et al.* (1992), em que H_{dam} é a altura desde a crista até a cota de fundo da bacia de dissipação. Ao comparar os resultados obtidos em um canal em degraus com pisos lisos, Rajaei *et al.* (2020) concluíram que os gabiões dissipam até 16,9% mais energia em relação aos canais com degraus convencionais.

A revisão da literatura dos trabalhos experimentais sobre escoamentos em canais em degraus construídos com gabiões identificou a existência de seis artigos que apresentam dados experimentais relacionados à dissipação de energia. Esses trabalhos, cujas características principais encontram-se resumidas na Tabela 1, correspondem a estudos em modelos físicos com s/l entre 0,33 e 1,73. Os intervalos de valores dos adimensionais s/h_c e s/l , assim como descrições apresentadas pelos autores citados na Tabela 1, indicam que ocorreram os regimes do tipo quedas sucessivas, de transição e deslizante sobre turbilhões durante os experimentos realizados, embora não tenha sido publicada formulação ou gráfico adicional para previsão dos regimes.

Tabela 1.- Modelos estudados por diferentes autores

Autores	s/l	s/h_c	H_{dam}/h_c
Stephenson (1979)	1,0	-	1,3 a 4,9
	0,67		
	0,50		
	0,33		
Peyras <i>et al.</i> (1992)	1,0	1,08 a 2,72	3,1 a 12,7
	0,50		3,2 a 12,4
	0,33		3,3 a 12,5
Chinnarasri <i>et al.</i> (2008)	0,58	0,52 a 3,4	10,5 a 68,2
	1,0	0,74 a 2,4	14,8 a 48,4
	1,73	0,91 a 6,02	18,1 a 120,1
Wüthrich e Chanson (2014)	0,50	0,59 a 2,0	5,9 a 20,1
Vashisth (2017)	1,0	0,94 a 1,2	3,7 a 4,7
Rajaei <i>et al.</i> (2020)	1,0	2,6 a 12,2	5,9 a 36,5

Simbologia: s = altura do degrau; l = comprimento do piso do degrau; h_c = altura crítica; H_{dam} = altura desde a crista do vertedor ou patamar superior da escada até o fundo da bacia de dissipação por ressalto hidráulico.

A energia dissipada pelos degraus e a energia residual na base do canal em degraus são grandezas cuja finalidade objetiva consiste na determinação da altura de escoamento supercrítica na entrada da bacia de dissipação (h_1) por ressalto hidráulico, para possibilitar o dimensionamento. Para que o ressalto se estabeleça dentro dos limites físicos da bacia de dissipação, deve-se calcular o comprimento e a cota de fundo da bacia de dissipação. Todos os trabalhos citados apresentam dados que possibilitam o cálculo do adimensional L_j/H_{dam} em função de H_{dam}/h_c , proposto por Simões (2008), em que L_j é o comprimento do ressalto hidráulico. Os dados, também, possibilitam o cálculo de H_{dam}/h_c em função de D/h_c , em que D é a distância vertical desde a crista do vertedor até o nível da água no canal de restituição, como indicado na Figura 1.

Para o cálculo dos adimensionais mencionados, se faz necessário o uso da equação de Bélanger (equação 2), de uma equação para o comprimento do ressalto, L_j , e da equação 3, apresentada por Simões (2008) para o cálculo da cota de fundo da bacia de dissipação.

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1), \quad [2]$$

em que Fr_1 é o número de Froude supercrítico.

$$\frac{H_{dam}}{h_c} = \frac{D}{h_c} + \frac{h_1}{h_c} \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_1}{h_c} \right)^{-3} - 1} \right). \quad [3]$$

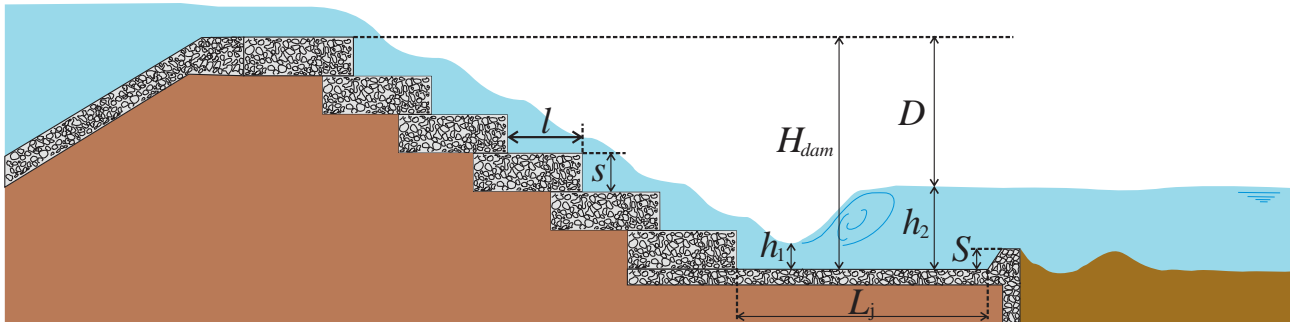


Figura 1-. Esboço de canal em degraus, variáveis das equações 1 e 2 e altura da soleira, S .

Há, no mínimo, vinte equações disponíveis para o cálculo do comprimento do ressalto hidráulico, propostas desde o início do século XX e que apresentam divergências com desvios maiores que 100% (SCHULZ *et al.*, 2015). Essa discrepância decorre, em grande parte, da dificuldade em definir a posição final do ressalto hidráulico. Marques *et al.* (1997), empregando transdutores de pressão instalados junto ao fundo do canal e ao longo do ressalto hidráulico, estudaram o comportamento estatístico das distribuições de pressões e identificaram a posição a partir da qual o ressalto deixa de influenciar o escoamento subcrítico, definindo assim uma metodologia que pode ser replicada de forma objetiva e que leva em consideração o comportamento estatístico da pressão junto ao fundo do canal. Os resultados de Marques *et al.* (1997) revelaram uma posição final para o ressalto igual a 8,5 vezes a altura do ressalto hidráulico, para o intervalo $4,9 \leq Fr_1 \leq 9,3$.

Mais tarde, Novakoski (2016), estudando ressaltos a jusante de vertedouros em degraus e com uma metodologia semelhante à de Marques *et al.* (1997), mediu a posição final do ressalto como oito vezes a altura do ressalto (equação 4). Essa equação tem sido confirmada em outros estudos experimentais, incluindo o intervalo $1,9 \leq Fr_1 \leq 4,6$, como pode ser observado nos dados de pressões médias de Steinke (2020).

$$L_j = 8,0(h_2 - h_1). \quad [4]$$

Como mencionado, Peyras *et al.* (1992) recomendam que o comprimento da bacia de dissipação por ressalto hidráulico seja calculado com $L_j = 6h_2$. Esta recomendação, encontrada no conhecido livro *Design of small dams*, de 1987, tem origem na pesquisa de Bradley e Peterka (1957) sobre o comprimento do ressalto hidráulico em canais retangulares de fundo horizontal. O seu uso para dimensionamento do comprimento de bacia de dissipação sem soleira terminal resulta em bacias menos extensas em relação àquelas dimensionadas com a equação 4 ou com a equação de Marques *et al.* (1997), uma vez que, em média, $L_j = 6h_2$ equivale a $L_j = 6,8(h_2 - h_1)$, para Fr_1 entre 4,5 e 9, com máximo coeficiente 7,2 para $Fr_1 = 4,5$. Para $L_j = 6,8(h_2 - h_1)$ os estudos de Marques *et al.* (1997) mostram que o coeficiente de flutuação de pressão pode ser aproximadamente 0,2 para $Fr_1 = 4,5$. Por outro lado, para $L_j = 8,5(h_2 - h_1)$ o mesmo coeficiente atinge o valor aproximado de 0,08. A diferença entre os resultados é de 150% em relação a 0,08, valor correspondente ao final do ressalto hidráulico. Como consequência, para um projeto com bacia de dissipação dimensionada a partir do gráfico de

Bradley e Peterka (1957), parte do ressalto hidráulico ainda ficará em contato com o leito do rio, podendo provocar erosões e comprometimento da integridade estrutural da barragem.

O comprimento da bacia de dissipação a jusante de vertedouros em degraus pode ser reduzido desde que sejam utilizados blocos dispersores e soleira terminal, como pode ser visto nos resultados experimentais de Cardoso (2006) e Meireles *et al.* (2010), para modelos físicos de vertedores em degraus com 1V:0,75H. Conterato (2014) estudou quatro alturas de soleiras terminais a jusante de um modelo físico de vertedor em degraus com 1V:0,75H e concluiu que, o uso da soleira terminal torna possível o dimensionamento da bacia de dissipação com comprimento maior ou igual a $6,9(h_2 - h_1)$, para situações com solo facilmente erodível. Esses três trabalhos demonstraram que o uso de soleira terminal reduz o comprimento da bacia a jusante de vertedores em degraus, mas os mesmos têm sua aplicação restrita a vertedores em degraus com 1V:0,75H e canais em concreto convencional. Desse modo, a revisão apresentada demonstra a necessidade de realização de estudos específicos sobre as características de ressalto a jusante de vertedores em degraus construídos com gabiões com diferentes inclinações.

O presente trabalho teve como objetivo geral propor novas equações para o dimensionamento de bacias de dissipação por ressalto hidráulico a jusante de canais em degraus construídos com gabiões, a partir da análise de dados experimentais publicados pelos autores citados na revisão da literatura. Especificamente, buscou-se: (1) desenvolver equações para o cálculo do comprimento de bacia de dissipação por ressalto hidráulico; (2) propor equações para o cálculo da cota de fundo de bacia de dissipação por ressalto hidráulico; (3) propor uma equação para o cálculo da altura de escoamento supercrítico na entrada da bacia de dissipação por ressalto hidráulico e uma metodologia aproximada para o pré-dimensionamento da altura de uma soleira terminal contínua na bacia de dissipação.

METODOLOGIA

A metodologia consistiu de duas fases. Na primeira fase, realizou-se o levantamento de artigos publicados sobre escoamentos em canais em degraus construídos com gabiões. Na segunda fase foram analisados apenas aqueles que realizaram experimentos e que publicaram os dados sob a forma de tabelas ou gráficos, de tal maneira que fosse possível o uso dos dados no presente trabalho para o cálculo dos adimensionais L_j/H_{dam} , D/h_c e h_1/H_{dam} . Para extrair os dados de artigos que publicaram gráficos, utilizou-se o software *Plot Digitizer* e posterior verificação por sobreposição de gráficos.

A revisão da literatura também incluiu a análise de pesquisas voltadas ao cálculo do comprimento do ressalto hidráulico, L_j , uma vez que a proposta principal deste trabalho requer o cálculo do adimensional L_j/H_{dam} . Considerando os argumentos apresentados anteriormente, foi utilizada a equação 4 para o cálculo do comprimento da bacia de dissipação, devido à ausência de dados sobre o comportamento do ressalto hidráulico a jusante de vertedouros em degraus de baixa declividade e formados por gabiões, incluindo estudos sobre a influência da soleira terminal na distribuição de pressões junto ao fundo do canal e risco de erosões a jusante da bacia.

A metodologia incluiu o emprego da análise de regressão não linear para a determinação dos coeficientes das equações propostas para o cálculo do comprimento e cota de fundo da bacia de dissipação por ressalto hidráulico.

RESULTADOS

Como síntese das análises realizadas, os dados dos autores citados na Tabela 1 foram reunidos na Figura 2a, incluindo as curvas obtidas com o cálculo dos coeficientes a e b da equação 5, modelo semelhante ao de Simões (2008) para vertedouros em degraus convencionais. Os dados de Vashisth

(2017) não foram incluídos no ajuste porque apresentaram comportamento significativamente diferente dos demais, por um provável efeito de escala, já que o autor utilizou $s = 5$ cm, enquanto os demais adotaram $s \geq 10$ cm. Os coeficientes a e b , os respectivos coeficientes de correlação e intervalos de validade são apresentados na Tabela 2. Com o gráfico e os coeficientes de correlação, constata-se que a equação 5 representa adequadamente a tendência dos dados experimentais e que há aderência entre o modelo e a experimentação.

$$\frac{L_j}{H_{dam}} = a \left(\frac{H_{dam}}{h_c} \right)^b \quad [5]$$

A disposição de todos os dados experimentais, incluindo um ponto adicional de Chinnarasri *et al.* (2008), para $s/l = 1$, (48,4; 0,27), apresenta uma tendência que pôde ser ajustada com as equações 6, 7 e 8, sendo as equações 6 e 8 envoltórias inferior e superior, respectivamente. Os coeficientes da equação 7 foram determinados com regressão não linear entre dados valores calculados com a referida equação, para o intervalo $1,25 < H_{dam}/h_c < 48,4$, tendo resultado em coeficiente de correlação igual a 0,974. Os desvios relativos máximos, calculados em relação à equação 7, resultaram iguais a 35% (com a equação 6) e 58% (com a equação 8).

$$\frac{L_j}{H_{dam}} = -22 \operatorname{tgh} \left[-0,48 \left(\frac{H_{dam}}{h_c} \right)^{-1,41} \right] + 0,26, \quad [6]$$

$$\frac{L_j}{H_{dam}} = -12,4 \operatorname{tgh} \left[-0,86 \left(\frac{H_{dam}}{h_c} \right)^{-1,08} \right] + 0,14, \quad [7]$$

$$\frac{L_j}{H_{dam}} = -22,2 \operatorname{tgh} \left[-0,45 \left(\frac{H_{dam}}{h_c} \right)^{-0,74} \right] - 0,22, \quad [8]$$

em que tgh é a tangente hiperbólica.

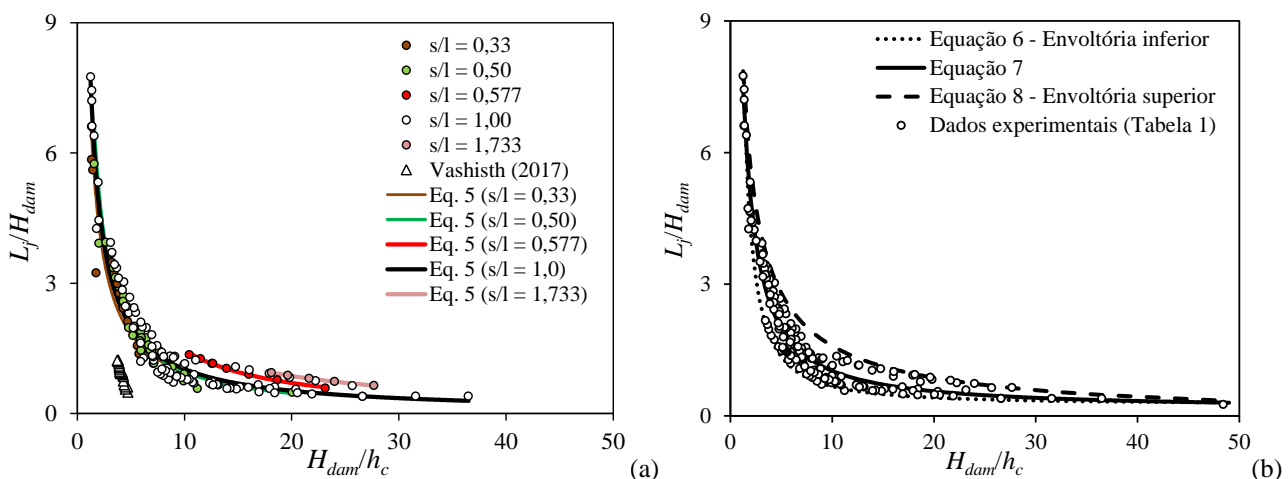


Figura 2.- Ajuste da equação 5 aos dados experimentais (a) e equações 6 a 8 (b).

A relação entre os adimensionais H_{dam}/h_c e D/h_c seguiu a tendência linear observada para vertedores lisos e em degraus convencionais. A reta ajustada aos dados dos autores indicados na Tabela 1, exceto Vashisth (2017), pelo mesmo motivo citado anteriormente, é expressa pela equação 9, com coeficientes de acordo com a Tabela 2. Nota-se mais uma vez um ajuste verossímil, indicando

aderência entre dados e equação proposta, como pode ser visto na Figura 3a. Os coeficientes de correlação resultaram maiores que 0,98 para todos os valores de s/l .

$$\frac{H_{dam}}{h_c} = c \frac{D}{h_c} + d. \quad [9]$$

A análise de todos os dados em conjunto resultou na equação 10, com coeficiente de correlação igual a 0,999 e distribuição dos dados em torno da reta conforme Figura 3b. Os coeficientes da equação 10 tem valores próximos aos calculados para $s/l = 1,0$ e a sua validade corresponde ao intervalo $0,139 < D/h_c < 46,45$.

$$\frac{H_{dam}}{h_c} = 1,01 \frac{D}{h_c} + 1,7. \quad [10]$$

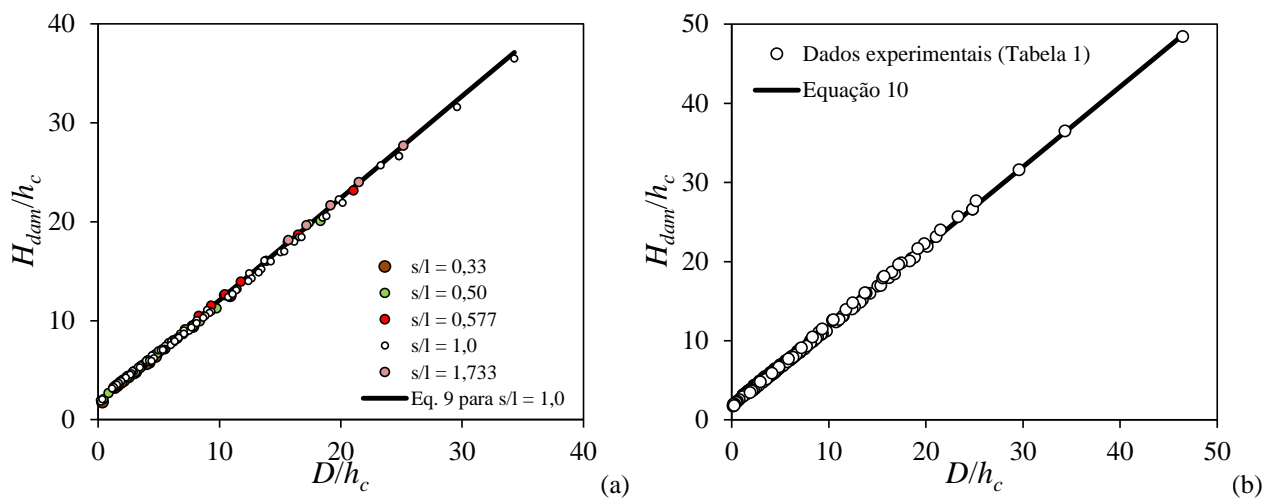


Figura 3.- Ajuste da equação 9 aos dados experimentais para cada s/l (a) e ajuste da equação 10 (b).

Tabela 2.- Coeficientes das equações 5 e 9.

s/l	a	b	R (eq. 5)	(*) H_{dam}/h_c	c	d	R (eq. 9)	(**) D/h_c
0,333	8,390	-0,946	0,939	1,35 a 12,52	0,984	1,763	0,998	0,36 a 10,90
0,500	10,760	-1,050	0,987	1,58 a 20,07	0,992	1,806	0,999	0,46 a 18,34
0,577	16,370	-1,050	0,994	10,46 a 23,14	0,982	2,385	0,999	8,31 a 21,06
1,000	9,470	-0,966	0,982	1,25 a 36,49	1,010	1,737	0,999	0,17 a 34,33
1,733	12,390	-0,889	0,999	18,12 a 27,68	1,010	2,297	0,999	15,69 a 25,17

Simbologia: R = coeficiente de correlação; *intervalo de validade para a equação 5; **intervalo de validade para a equação 9.

Os dados experimentais também foram empregados para o estudo do comportamento da altura conjugada supercrítica na entrada da bacia de dissipação, h_1 . O adimensional h_1/H_{dam} , proposto por Peyras *et al.* (1992), apresentou forte correlação com H_{dam}/h_c , como indicado na Figura 4a, e menor espalhamento dos pontos quando comparado a outros testes realizados. Como resultado dessa análise, propõe-se a equação 11, válida para $1,74 < H_{dam}/h_c < 48,4$ e $1,89 < Fr_1 < 6,61$, com $R = 0,907$ e dados distribuídos em torno da reta de ajuste exato conforme Figura 4b.

$$\frac{h_1}{H_{dam}} = 17,9 \operatorname{tgh} \left[0,031 \left(\frac{H_{dam}}{h_c} \right)^{-1,08} \right] + 0,007. \quad [11]$$

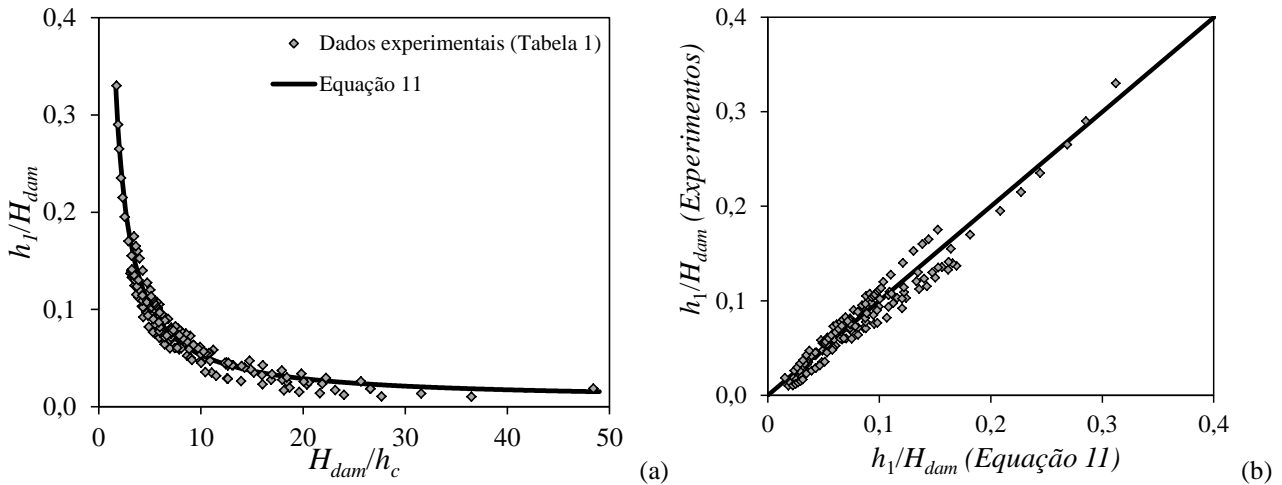


Figura 4.- Relação entre h_1/H_{dam} e H_{dam}/h_c (a); comparação com a reta de ajuste exato (b).

Os dados de Conterato (2014) para o adimensional S/h_1 em função do número de Froude na entrada da bacia de dissipação foram utilizados para produzir a equação 12, que relaciona S/h_1 com Fr_1 , como indicado na Figura 5a. A pesquisa realizada por Conterato (2014) corresponde ao intervalo $5,44 \leq Fr_1 \leq 7,44$. Para esse intervalo, o ajuste proposto com a equação 12 apresenta $R = 0,987$, com dados distribuídos conforme a Figura 5b, em relação à reta de ajuste exato. Observando a linha de tendência indicada na dissertação de Conterato (2014, p.103), para o intervalo $5,44 \leq Fr_1 \leq 7,44$, nota-se o possível estabelecimento de um valor aproximadamente constante para S/h_1 . Levando em consideração essa conjectura, apresentada no presente trabalho como uma primeira aproximação para a fase de pré-dimensionamento, recomenda-se a equação 12 para o intervalo $1,89 \leq Fr_1 \leq 7,44$, cujo gráfico assume a forma dada pela Figura 5a.

$$\frac{S}{h_1} = 2,1 \cdot 10^{-5} \exp(Fr_1^{1,22}) + 1,62. \quad [12]$$

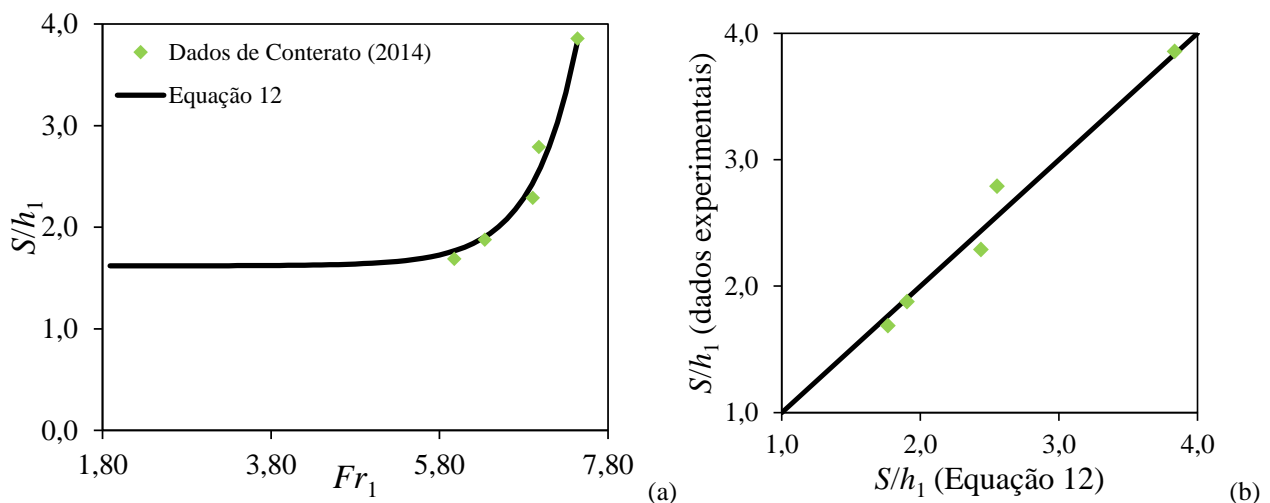


Figura 5.- Relação entre S/h_1 e Fr_1 (a); comparação com a reta de ajuste exato (b).

Exemplo de aplicação

Um sistema extravasor deve ser projetado com canal em degraus retangular e bacia de dissipação por ressalto hidráulico de mesma largura, para atender às seguintes condições de projeto:

(1) vazão, $Q = 204,2 \text{ m}^3/\text{s}$; (2) largura, $B = 40 \text{ m}$; (3) $s = 0,35 \text{ m}$ e $l = 1,05 \text{ m}$; (4) cota da crista do vertedor, $z_0 = 27,6 \text{ m}$; (5) cota do nível d'água no canal de restituição, $z_2 = 20 \text{ m}$.

Inicialmente, deve-se calcular a vazão específica, $q = Q/B \approx 5,11 \text{ m}^2/\text{s}$ e a altura crítica, $h_c = (q^2/g)^{1/3} = (5,11^2/9,8)^{1/3} \approx 1,39 \text{ m}$. Em seguida, calcula-se $D = z_0 - z_2 = 27,6 - 20 = 7,6 \text{ m}$ e $D/h_c \approx 5,49$. Com o valor de $s/l = 0,35/1,05 = 0,33$; é possível identificar os valores de $c = 0,984$ e $d = 1,763$; para o uso da equação 9, que leva ao cálculo de $H_{dam}/h_c = (0,984)(5,49) + 1,763 = 7,17$ e $H_{dam} = 9,9 \text{ m}$. Destaca-se que o valor de D/h_c está no intervalo correspondente à equação 9, como pode ser visto na Tabela 2, assim como o valor de H_{dam}/h_c , que possibilita o uso da equação 5 com os respectivos coeficientes. Com $s/l = 0,33$, os coeficientes da equação 5 são $a = 8,390$ e $b = -0,946$; aplicando a referida equação, $L_j/H_{dam} = 8,390(7,17^{-0,946}) = 1,303$ e $L_j = 12,93 \text{ m}$. Os valores $s/l = 0,33$ e $s/h_c = 0,25$ indicam a ocorrência dos regime deslizante sobre turbilhões, seguindo o critério estabelecido pela equação 1.

Com o intuito de exemplificar o uso das equações 7 e 10 e comparar os seus resultados com as equações desenvolvidas para cada s/l separadamente, foi calculado o valor de $H_{dam}/h_c = (1,01)(5,49) + 1,7 = 7,24$ (equação 10) e de $H_{dam} = 10,03 \text{ m}$. Nota-se que há um desvio relativo de apenas 1,1% em relação ao uso da equação 9. Empregando a equação 7, $L_j/H_{dam} = -12,4\text{tgh}[(0,86)(7,24^{-1,08})] + 0,14 = 1,393$ e $L_j = 13,97 \text{ m}$, resultado que corresponde a um desvio relativo de 8,1% em relação à equação 5.

Empregando a metodologia de Peyras *et al.* (1992), para $s/l = 0,33$, $h_1/H_{dam} = 0,3416[q^2/(gH_{dam}^3)]^{0,248} = 0,3416[5,11^2/((9,8)10,03^3)]^{0,248} = 0,0783$, resultado que leva $h_1 = 0,779 \text{ m}$, $V_1 = q/h_1 = 6,56 \text{ m/s}$, $Fr_1 = 2,37$ e $h_2 = 0,5h_1[(1+8Fr_1^2)^{1/2}-1] = 2,25 \text{ m}$. Os referidos autores recomendam que L_j seja calculado como $L_j = 6h_2 = (6)(2,25) = 13,5 \text{ m}$. Comparando esse resultado com aquele obtido por meio da equação 5, o desvio relativo resulta em $100||13,5-12,9||/13,5 = 4,4\%$. Cabe ressaltar que, embora a equação sugerida por Peyras *et al.* (1992) para L_j corresponda a comprimentos menores (portanto mais atraente do ponto de vista econômico), a formulação proposta no presente trabalho teve origem em dados de diferentes autores, o que torna a sua abrangência mais geral, uma vez que diferentes condições práticas foram utilizadas.

Empregando a equação 11, $h_1/H_{dam} = 17,9\text{tgh}[(0,031)(7,24)^{-1,08}] + 0,007 = 0,0724$ e $h_1 = (0,0724)(10,03) = 0,73 \text{ m}$, valor com desvio relativo de 6,8% em relação ao calculado com a metodologia de Peyras *et al.* (1992). Com $h_1 = 0,73 \text{ m}$, o cálculo do número de Froude resulta em $Fr_1 = 2,634$. Utilizando a equação 12, $S/h_1 = 2,1 \cdot 10^{-5} \exp(2,634^{1,22}) + 1,62 \approx 1,621$, portanto, $S = 1,20 \text{ m}$, sendo este resultado uma estimativa aplicável para o pré-dimensionamento da altura da soleira.

CONCLUSÕES

A revisão da literatura sobre escoamento em modelos físicos de canais em degraus formados por gabiões identificou a existência de seis estudos experimentais realizados para s/l entre 0,33 e 1,73. Constatou-se a existência de dados relativamente dispersos, mas que apresentam tendências bem definidas para o comprimento e cota de fundo da bacia de dissipação, assim como para a altura do escoamento supercrítico na entrada da bacia de dissipação, quando adimensionalizados. O conjunto de dados de um dos autores apresentou significativo desvio em relação aos demais, em função de um provável efeito de escala devido às dimensões reduzidas dos degraus. Os ajustes propostos para o comprimento da bacia de dissipação apresentaram aderência aos dados experimentais através de uma lei de potência, quando considerados para cada s/l separadamente, assim como ocorre para escoamentos em vertedouros em degraus convencionais. O conjunto de dados para o comprimento da bacia de dissipação também pôde ser representado de forma adequada por uma única equação, com as envoltórias do conjunto de dados indicando a ocorrência de desvios relativos entre 35% e

58%, utilizando o presente critério. As análises relativas à cota de fundo da bacia de dissipação para que o ressalto se forme nos limites da bacia levou à proposição de equações lineares para essa grandeza, para cada valor de s/l , tendo resultado em altas correlações e aderência aos dados experimentais. Em função da disposição pouco dispersa dos dados para a cota de fundo da bacia de dissipação, foi possível propor uma única equação para todos os dados, com elevado coeficiente de correlação e aderência aos pontos experimentais. Os mesmos dados que originaram as equações mencionadas foram empregados para o cálculo do adimensional h_1/H_{dam} . A relação entre h_1/H_{dam} e H_{dam}/h_c resultou em uma nova equação para o cálculo de h_1 , com aderência aos dados e forte correlação. O presente trabalho também propôs uma metodologia aproximada para o cálculo da altura da soleira terminal contínua, sendo este um tema que naturalmente requer investigações mais aprofundadas, considerando a atual inexistência de estudos originados a partir de canais em degraus formados por gabiões. Um exemplo de aplicação é proposto e resolvido, ilustrando o emprego do conjunto de equações desenvolvidas no presente trabalho em comparação a uma metodologia disponível na literatura. Os resultados deste exemplo mostram uma tendência geral compatível entre as duas metodologias, havendo a vantagem de a presente proposta envolver uma amostragem com dados mais abrangentes.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de financiamento 001 e da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB), Nº do Termo do Convênio PIE0021/2016.

REFERÊNCIAS

- Bradley, J. N.; Peterka, A. J.** (1957). “The hydraulic design of stilling basins”. ASCE, *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol.83, n.HY5, p.1401-1406, Oct., 1957.
- Cardoso, F.G.** (2006). Estudo do ressalto hidráulico em bacias de dissipação de energia a jusante de descarregadores de cheias em degraus. 2006. 143f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Chinnarasri, C.; Donjadee, S.; Israngkura, U.** (2008). “Hydraulic Characteristics of Gabion-Stepped Weirs”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 8, August 2008, pp. 1147-1152.
- Conterato, E.** (2014). Determinação de critérios de dimensionamento de soleira terminal em bacia de dissipação a jusante de vertedouro em degraus. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos)—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 2014.
- Marques, M.G.; Drapeau, J.; Verrette, J-L.** (1997). “Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico”. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 2, No. 2, Jul/Dez 1997, pp. 45-52.
- Meireles, I.O.C; Matos, J.; Silva Afonso, A.** (2010). Flow characteristics along USBR type III stilling basin downstream of stepped spillways. Hydraulic Structures: Useful Water Harvesting Systems or Relics? Third International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures, May, 2010, Edinburgh, Scotland. R. Janssen and H. Chanson (eds). Hydraulic Model Report CH80/10, School of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane, Australia, 211 pp.
- Novakoski, C. K.** (2016). Análise da distribuição longitudinal das pressões em um ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouro em degraus. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos)—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 2016.
- Peyras, L.; Royet, P.; Degoutte, G.** (1992). “Flow and energy dissipation over stepped gabion weirs”. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 118, No.5, May, 1992, pp.707-717.

Rajaei, S.H.; Khodashenas, S.R.; Esmaili, K. (2020). “Comparative evaluation of energy dissipation over short stepped gabion and rigid spillways”. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 58, No. 2, pp. 262-273.

Schulz, H.E.; Nóbrega, J.D.; Simões, A.L.A.; Schulz, H; Porto, R.M. (2015). *Details of Hydraulic Jumps for Design Criteria of Hydraulic Structures, Hydrodynamics - Concepts and Experiments*, Prof. Harry Schulz (Ed.), ISBN: 978-953-51-2034-6, InTech.

Simões, A.L.A. (2008). Considerações sobre a hidráulica de vertedores em degraus: metodologias adimensionais para pré-dimensionamento. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos.

Steinke Júnior, R. (2020). Caracterização das pressões em bacias de dissipação por ressalto hidráulico livre com baixo número de Froude. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos)—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 2020.

Stephenson, D. (1979). “Gabion energy dissipators”. *Proc. 13th ICOLD Congress*, New Delhi, Q. 50, R.3, p. 33-34, 1979.

Vashisth, A. (2017). “Energy Dissipation over Stepped Gabion Weir”. *International Journal of Dynamics of Fluids* Vol. 13, No. 1, pp. 153-159.

Wüthrich, D.; Chanson, H. (2014). “Hydraulics, Air Entrainment, and Energy Dissipation on a Gabion Stepped Weir”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, June 2014, Vol. 140, No. 9, pp. 04014046.

ROLLER LENGTH OF LOW FROUDE NUMBER HYDRAULIC JUMPS VIA COMPUTATIONAL FLUID DYNAMICS

R. Steinke Jr.¹, D. G. Sanagiotto¹, L. A. M. Endres¹ and E. D. Teixeira¹

¹Laboratório de Obras Hidráulicas, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Avenida Bento Gonçalves 9500, Porto Alegre, Brazil.

E-mails: RSJ: renato.steinkejunior@gmail.com; DGS: dsanagiotto@ufrgs.br; LAME: endres@ufrgs.br; EDT: eder.teixeira@ufrgs.br

RESUMO:

O rolo é a região do ressalto hidráulico onde acontece a maior parte da dissipação de energia, do processamento da macroturbulência, das variações de pressão, velocidades e níveis e das interações bifásicas água-ar. Assim, a determinação de seu comprimento é de grande valia para pesquisadores e engenheiros hidráulicos, uma vez que pode se refletir numa maior economia e eficácia no dimensionamento de bacias de dissipação. Neste estudo, foram conduzidas três simulações numéricas de ressaltos hidráulicos com baixo número de Froude, utilizando a abordagem de turbulência LES e a técnica VOF de rastreamento da superfície livre. As alturas conjugadas dos ressaltos simulados foram validadas utilizando-se dados obtidos de experimentos em modelo físico. Os comprimentos dos rolos foram calculados a partir da determinação da curva delimitando o fim do rolo, tomando-se a sua média no tempo e ao longo da largura do canal. Os resultados foram comparados com quatro equações disponíveis na literatura. Foram introduzidas duas novas equações para a estimativa de comprimento do rolo, associadas a duas formas distintas de adimensionalização, que apresentaram bons ajustes e baixos erros relativos.

ABSTRACT:

The roller is the region of the hydraulic jump where most of the energy dissipation, the macroturbulence processing, the changes in pressure, velocity and surface levels and the water-air interactions take place. Thus, the determination of its length is relevant for researchers and hydraulic practitioners, since it may reflect on an economic and effective design of stilling basins. In this study, three conditions of low Froude number hydraulic jumps were simulated, using the LES turbulence approach and the VOF technique for surface tracking. The sequent depths of the simulated jumps were validated against experimental data obtained on a physical model. The roller lengths were calculated by spatial- (transverse-wise) and time-averaging the curves delimitating the end of the roller. Results were compared with four equations available in the literature. Two novel equations were derived for the estimation of the roller length, associated with two different normalizations. The equations presented good agreement with the data points and low relative errors.

KEYWORDS: hydraulic jump; roller length; numerical simulations.

INTRODUCTION

Despite all the analytical, physical and numerical studies focusing on the comprehension of the hydraulic jump (comprising its geometric or macroturbulent parameters and/or the influence of different channel configurations on which the phenomenon may occur), many of its characteristics remain to be investigated. The incident Froude number F_1 , given by Equation 1, is a dimensionless parameter commonly used to characterize different types of hydraulic jumps.

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \quad [1]$$

where:

v_1 is the incident velocity (m/s);

y_1 is the incident sequent depth (m);

g is the gravitational acceleration (m/s²).

Stable jumps ($4.5 < F_1 < 9.0$) are the focus of most studies, mainly because they are able to yield dissipation rates of up to 70% (Peterka, 1984). However, there are not many studies on the less dissipative low Froude number jumps ($1.7 < F_1 < 4.5$), which are inevitable in the design of some stilling basins associated with low head dams and high unit flowrate. Some examples of studies comprising low Froude number jumps are: Liu et al. (2004), that used a micro Acoustic Doppler Velocimeter (micro-ADV) to measure velocities and, with these data, evaluate the turbulent intensities, the Reynolds stresses and the power spectra of the three velocity components; Wüthrich et al. (2020), that measured and analyzed the void fraction and the bubble count rate throughout the jump; and Steinke et al. (2021), that used pressure transducers to measure instantaneous pressures through the longitudinal axis of a stilling basin model and, with these data, carried out a statistical analysis comprising parameters such as the mean, the standard deviation, the third and fourth standardized moments and the extreme quantiles.

Stilling basins consist of concrete slabs, cast side by side downstream of a spillway and designed to withstand the hydrostatic and macroturbulent loads transmitted to it by the hydraulic jump (Figure 12). Due to massive concrete volumes and earthworks needed, stilling basins are expensive, and an efficient design is required to reduce costs and prevent future damages.



Figure 12.- Ernestina Hydropower Plant, Brazil. Left: empty stilling basin. Right: hydraulic jump.

Stilling basins may be designed shorter than the actual length of the hydraulic jump, due to economic reasons and depending on the quality of the material of the riverbed. The average over-all apron of stilling basins designed around 60 years ago was about 60% of the length of the jump (Chow, 1959). This engineering practice is based on the hypothesis that the highest velocity gradients and pressure fluctuations occur within the roller region (Marques et al., 1997). Considering a 100 m wide

stilling basin, 3 m thick slabs and the price of concrete being US\$ 250 per m³, each longitudinal meter of the stilling basins might cost up to US\$ 75,000 worth of concrete, disregarding associated costs.

Hager (1992) states that the determination of the hydraulic jump length is difficult, especially due to the divergent opinions on where the actual end section of the jump is. Some authors consider it to be where the free surface becomes essentially level, as in Rajaratnam (1967), while others consider it to be where the surface turbulence decreases significantly, or where the large bubbles are completely expelled. Three studies on the hydraulic jump length using different approaches are worth mentioning here: Marques et al. (1997) estimated the length of jump through a statistical analysis carried out with instantaneous pressure data collected along the bottom of jumps within the range $4.9 < F_1 < 9.3$; Simões et al. (2012) used ultrasonic sensors to evaluate the free surface of the hydraulic jump; Mortazavi et al. (2016) used DNS (Direct Numerical Simulation) to simulate a hydraulic jump with $F_1 = 2$ and analyze the energy exchange processes throughout the jump. Combining the equations proposed by these three authors, one can find that the length of jump L_j is equal to the jump height $H_j = (y_2 - y_1)$ multiplied by a factor that lies between 8.5 and 10, where y_2 is the downstream sequent depth.

The roller of the jump is the region where most of the dissipation, macroturbulence and changes in pressure, velocity and surface level take place (Figure 13). Hager et al. (1990) define the roller as the region between the toe of the jump and the position where the stagnation point (mean streamwise velocity $\bar{v}_x = 0$ on the surface) occurs. Based on experimentation, many authors suggested equations for the determination of the roller length L_r , as shown in Table 2.



Figure 13.- Roller (yellow) formed for hydraulic jump (blue) with specific flow rate of 0.088 m³/s and $F_1 = 3.4$. Steinke (2020).

Table 2.- Equations for the estimation of the roller length

Researcher (year)	Equation	Range of F_1
Hager et al. (1990)	$\frac{L_r}{y_1} = 8(F_1 - 1.5)$	$2.5 < F_1 < 8$
Adam et al. (1993)	$\frac{L_r}{H_t} = 42.67 \exp\left(-4.462 \frac{H_t}{H_1}\right)$	$2.4 < F_1 < 7.4$
Marques et al. (1997)	$L_r = 6(y_2 - y_1)$	$4.9 < F_1 < 9.3$
Carollo et al. (2012)	$\frac{L_r}{H_t} = [7.965 + 20.72(\tan \alpha)^{0.39}] \left(\frac{H_t}{H_1}\right)^{-0.534} \exp\left(-\frac{H_t}{0.168 H_1}\right) - \left[1 - \exp\left(-\frac{H_t}{0.168 H_1}\right)\right] 4.124 \ln\left(\frac{H_t}{H_1}\right)$	$2.1 < F_1 < 9.9$

where:

H_t is the energy dissipated along the jump, in equivalent head (m);

$H_1 = y_1 + v_1^2/2g$ is the energy available at the inlet section, in equivalent head (m);

α is the angle of the upstream sloping bed relative to the horizontal;

Hager et al. (1990) performed four series of experiments on three different channels, comprising, in total, more than 140 individual runs of hydraulic jumps within $2.3 < F_1 < 16.0$. A linear equation derived from their study, applicable to $2.5 < F_1 < 8$, is shown in Table 2. Adam et al. (1993) studied B-jumps occurring in slopes of 1:3, 1:4 and 1:5, with Froude numbers varying from 2.4 to 7.4. Marques et al.'s (1997) equation for the roller is also shown in Table 2. The equation suggested by Carollo et al. (2012), despite being complex, is applicable to both A- and B-jumps and is also valid for jumps on rough surfaces.

The roller length is a difficult parameter to measure experimentally, requiring good equipment and meticulous personnel. However, according to Valero et al. (2018), in numerical models the determination of the roller length is straightforward, given that the position of null mean streamwise velocity \bar{v}_x is easily identifiable. The present paper aims at: verifying the roller length of low Froude number hydraulic jumps with the aid of CFD (Computational Fluid Dynamics); comparing these results with previously existing equations; and proposing novel equations applicable to the Froude number range at hand.

MATERIALS AND METHODS

The software FLOW-3D HYDRO® (Version 1.0, 2020, Flow Science, Inc.) was used to simulate three different cases of low Froude number hydraulic jumps. The jumps were formed downstream of a spillway similar to the one present at the Santo Antônio HPP, in Porto Velho, Rondônia, but in a 1:50 reduction scale. Appurtenances such as piers, gates and end sill were not modeled. The channel width ($B=0.40$ m) and the flowrates used ($Q=0.025$, 0.050 and 0.100 m³/s) were set according to the physical experimentation conducted by Steinke (2020). The VOF technique (Hirt and Nichols, 1981) was used for the free surface tracking.

The LES (Large Eddy Simulation) turbulence approach was applied, with cubic cells of side $s=5$ mm in the jump region. In the upstream and downstream most regions, size of cells was set to $s=10$ mm to reduce computational costs. The total number of cells varied between 2,786,600 (lowest flowrate) and 3,744,400 (highest flowrate) due to different domain sizes. Processing took 58.4h for $Q=0.025$ m³/s, 59.9h for $Q=0.050$ m³/s and 123.4h for $Q=0.100$ m³/s.

For the inlet plane, the volumetric flowrates Q , associated with the upstream depths measured by Steinke (2020), were specified. The downstream boundary condition was manually and iteratively adjusted in order to force the occurrence of A-jumps, i.e., toe of jump coinciding with spillway-basin connection point. The no-slip condition was set for the bottom and side walls. As for the top plane, the atmospheric pressure was specified. Table 3 contains the comparison of the experimental and numerically obtained values of the sequent depths for each test run. Since the present study focus on the roller length of the hydraulic jump, i.e., a geometric parameter, it is assumed that the comparison shown in Table 3 is sufficient as model validation, given that the errors are small (under 1% for all but one value).

Table 3.- Comparison between numerical and experimental sequent depths

Q (m ³ /s)	y_1^{exp} (m)	y_1^{num} (m)	Error y_1	y_2^{exp} (m)	y_2^{num} (m)	Error y_2	F_1
0.025	0.0305	0.0303	-0.66%	0.1501	0.1502	0.07%	3.8
0.050	0.0569	0.0568	-0.18%	0.2110	0.2097	-0.62%	2.9
0.100	0.1081	0.1114	3.05%	0.2957	0.2986	0.98%	2.1

For the determination of the roller length, 20 frames ($dt=0.3$ s) were extracted from the three case scenarios analyzed. An example is shown in Figure 14. The curve separating the blue and red regions, i.e., where $\bar{v}_x = 0$, is the stagnation region. This region was integrated over the channel width

in order to yield a spatial average of the roller length for each frame. Then, with the 20 span-averaged roller lengths, the time-averaged roller length was calculated. The equations presented in Table 2 were used for comparison. Two different approaches were used to normalize the values of the numerically measured roller lengths L_r : (a) through the incident sequent depth y_1 and (b) through the height of the jump, $H_j(y_2 - y_1)$. The method of least squares was used to generate two novel equations.

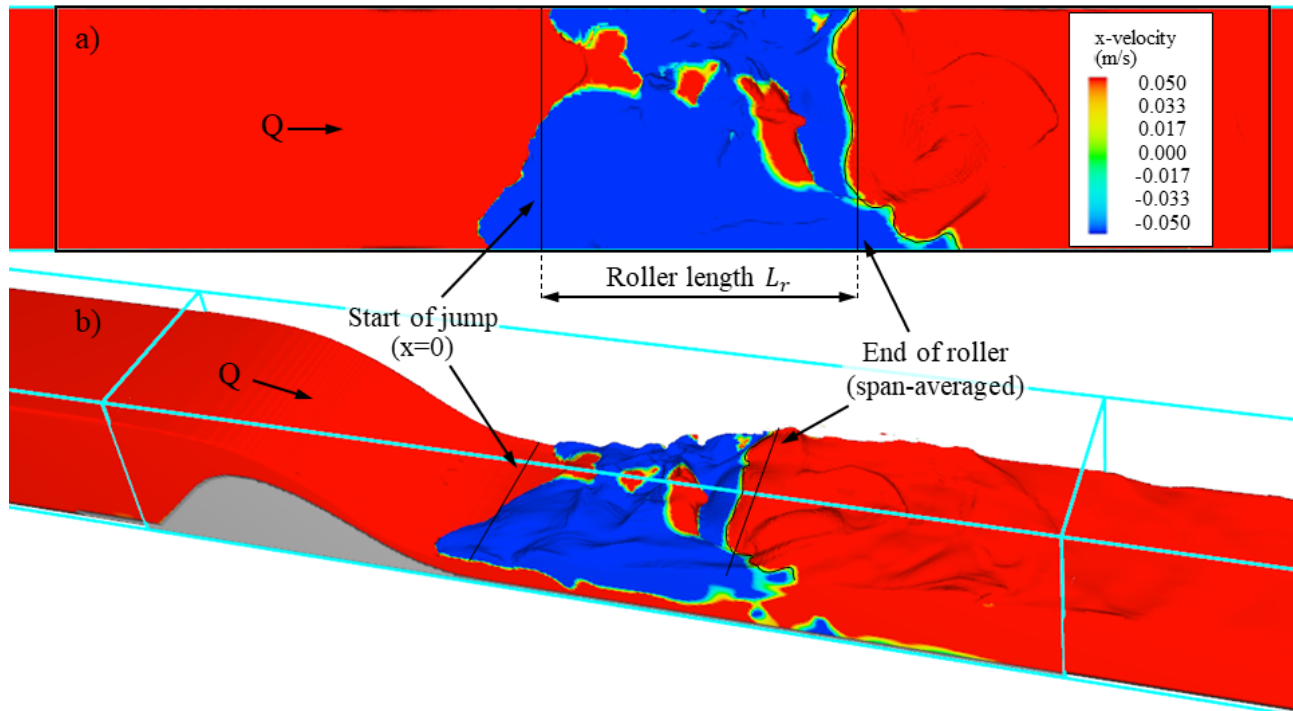


Figure 14.- Example of determination of span-averaged roller length. a) aerial view; b) perspective view.

RESULTS AND DISCUSSION

The results for normalization (a) were plotted against the Froude number and are shown in Figure 15. The relationships that best described the behavior of the roller length of low Froude number jumps were the equations introduced by Hager (1992) and, especially, Carollo et al. (2012), despite being complex and involving indirect parameters. A possible reason for the poor predictions of Marques et al.'s (1997) equation is that it was derived for stable jumps ($4.5 < F_1 < 9.0$). Similarly, the equation introduced by Adam et al. (1993) was derived for B-jumps, while the present study comprises only A-jumps.

A novel expression (Equation 2) was derived for the estimation of roller lengths of low Froude number jumps, dependent only on the Froude number and on the incident sequent depth. The equation resulted in $R^2 = 0.994$ and is applicable to A-jumps with Froude numbers between 2.1 and 3.8. Figure 15 shows that the equation introduced has a very similar slope to the curve by Carollo et al. (2012).

Figure 16 contains the results for normalization (b), plotted against the incident Froude number F_1 . Again, Carollo et al.'s (2012) equation yielded the best adjustment to the numerical results of low Froude number hydraulic jumps, accompanying the trend of decreasing values of L_j/H_j for increasing values of F_1 . For this manner of data normalization, the equation introduced by Hager et al. (1990) did not generate such good results, as well as the equations of Adam et al. (1993) and Marques et al. (1997). Equation 3, applicable to the same interval of Equation 2, was adjusted to the data, which yielded $R^2 = 0.864$.

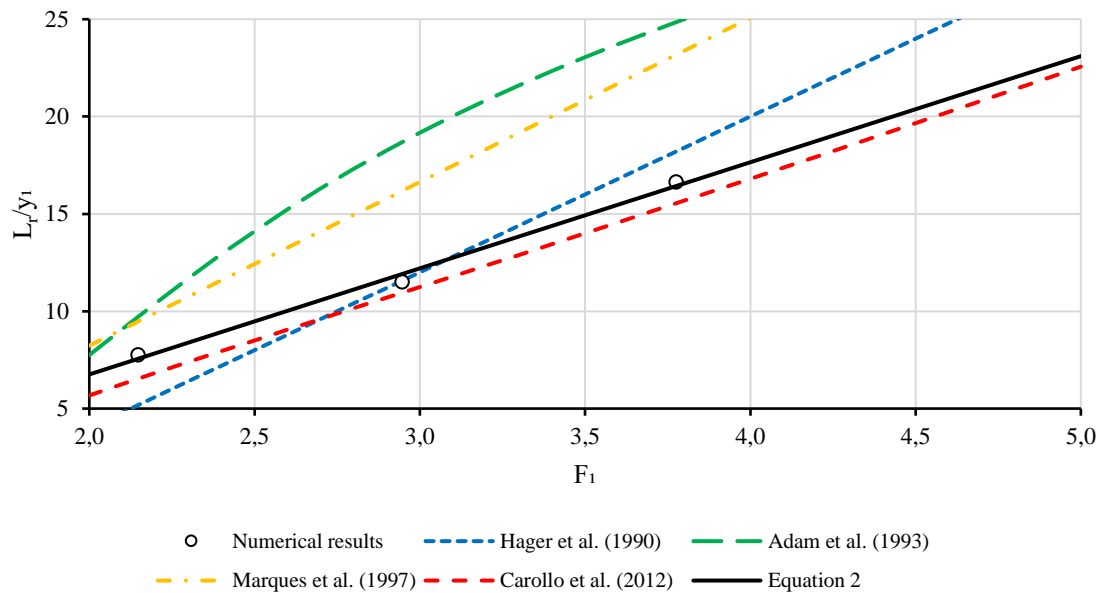


Figure 15.- Roller length, normalized through incident sequent depth y_1 , plotted against F_1 .

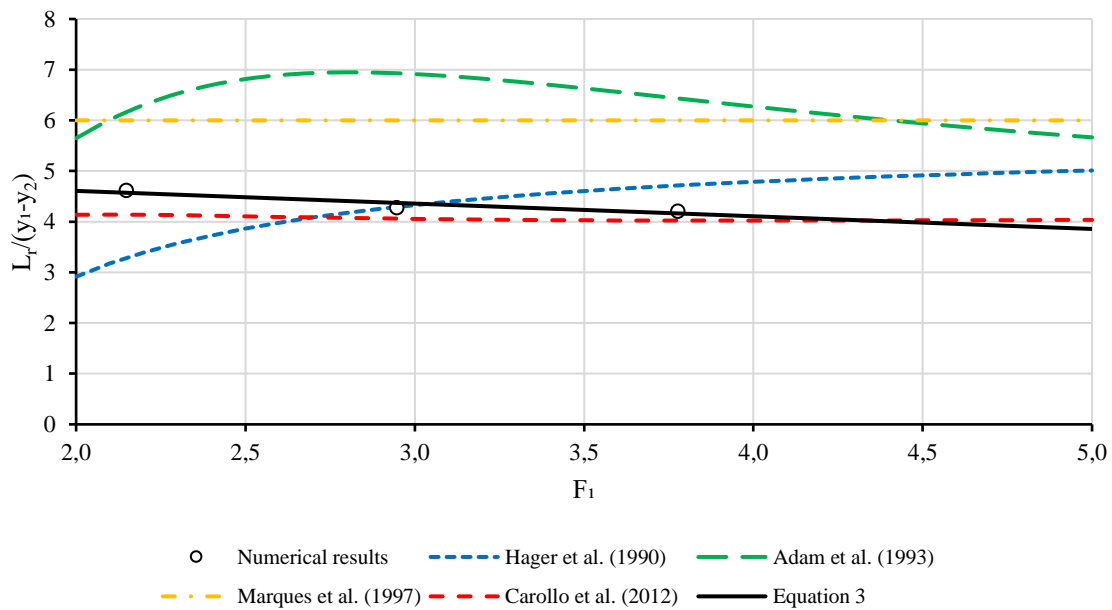


Figure 16.- Roller length, normalized through jump height H_j , plotted against F_1

$$\frac{L_r}{y_1} = 5.45(F_1 - 0.76) \quad [2]$$

$$\frac{L_r}{y_2 - y_1} = 0.25(20.40 - F_1) \quad [3]$$

The data points shown in Figure 16 clearly present a negative slope, as expressed mathematically by Equation 3. However, for comparison, an equation with null slope was adjusted (Equation 4). When compared to Marques et al.'s (1997) equation, the derived relationship yields 27.2% shorter roller lengths. This length reduction may reflect directly onto the total cost of the stilling basin.

$$L_r = 4.37(y_2 - y_1) \quad [4]$$

A quantitative error analysis was carried out, with results shown in Table 4. The three numerically determined roller lengths were compared to the values generated by the reference equations through the relative error. Equations 2 and 3 and Carollo et al.'s (2012) equation are the ones yielding the smallest errors, followed by Hager et al.'s (1990) curve. Aside from $F_1 = 2.1$, which lies out of its applicability range (Table 2), the equation of Hager (1990) results in very small errors, while being much simpler than Carollo et al.'s (2012).

Table 4.- Relative error for numerically determined data points

Equation	$F_1 = 2.1$	$F_1 = 2.9$	$F_1 = 3.8$
Hager et al. (1990)	-34.1%	-0.9%	7.4%
Adam et al. (1993)	33.9%	62.5%	44.6%
Marques (1997)	29.9%	40.3%	42.5%
Carollo et al. (2012)	-14.1%	-4.8%	-8.0%
Equation 2	-2.7%	3.5%	-1.2%
Equation 3	-1.2%	2.0%	-1.2%

CONCLUSIONS

The roller length is an important geometric parameter in the analysis of hydraulic jumps, as it indicates where the major forces will occur along the stilling basin. In this study, Computational Fluid Dynamics were used with the LES turbulence approach and the VOF surface-tracking technique in order to analyze the roller length of three cases of low Froude number hydraulic jumps. The numerical simulations were compared to physical experiments for validation. Four equations previously existent in the literature were compared with the results, one of them having shown satisfactory estimates (errors under 15%), despite being complex and involving indirect parameters. Other equations yielded errors of up to 63%. Two novel expressions (Equations 2 and 3) with good agreement ($R^2 = 0.994$ and $R^2 = 0.864$, respectively) were derived and can be used to satisfactorily estimate the roller length of low Froude number hydraulic jumps, with errors under 4%.

The present study introduces a methodology for the estimation hydraulic jump roller lengths that has never been used before, to the authors' knowledge. It is believed that future studies, comprising a sufficient number of properly validated simulations and using the methods presented herein, will be able to yield a definitive equation for the estimation of this parameter.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank CAPES, CNPq, LOH/IPH/UFRGS and Furnas Centrais Hidrelétricas S/A. The authors also gratefully acknowledge Mettalfoma and Flow Science© for the FLOW-3D Hydro® license.

REFERENCES

- Adam, A. M., J. F. Ruff, G. AlQaser and S. R. Abt** (1993). "Characteristics of B-jump with different toe locations". *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 119, n. 8, p. 938-948. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1993\)119:8\(938\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1993)119:8(938))
- Carollo, F. G., V. Ferro and V. Pampalone** (2012). "New Expression of the Hydraulic Jump Roller Length". *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 138, n. 11, p. 995-999. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000634](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000634)

- Chow, V. T.** (1959). *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York.
- FLOW-3D HYDRO®** Version 1.0 [Computer software]. 2020. Santa Fe, NM: Flow Science, Inc. <https://www.flow3d.com>
- Hager, W. H.** (1992). *Energy dissipators and hydraulic jump*. Springer Science and Business Media, Zurich.
- Hager, W. H., R. Bremen and N. Kawagoshi** (1990). "Classical hydraulic jump: length of roller". *Journal of Hydraulic Research*, v. 28, n. 5, p. 591-605. <https://doi.org/10.1080/00221689009499048>
- Hirt, C.W. and B. D. Nichols** (1981). "Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries". *Journal of Computational Physics*, v. 39, p. 201-205. [https://doi.org/10.1016/0021-9991\(81\)90145-5](https://doi.org/10.1016/0021-9991(81)90145-5)
- Liu, M., N. Rajaratnam and D. Z. Zhu** (2004). "Turbulence Structure of Hydraulic Jumps of Low Froude Numbers." *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 130, n. 6, p. 511-520. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2004\)130:6\(511\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:6(511))
- Marques, M. G., J. Drapeau, and J.-L. Verrette** (1997). "Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 2, n. 2, p. 45-52. <http://dx.doi.org/10.21168/rbrh.v2n2.p45-52>
- Mortazavi, M., L. C. Vincent, P. Moin, A. Mani** (2016). "Direct numerical simulation of a turbulent hydraulic jump: turbulent statistics and air entrainment". *Journal of Fluid Mechanics*, v. 797, p. 60-94. <https://doi.org/10.1017/jfm.2016.230>
- Peterka, A. J.** 1984. *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*. United States Bureau of Reclamation, Denver.
- Rajaratnam, N.** (1967). Hydraulic Jumps. In: Chow, V. T. (Ed.). *Advances in Hydrosience*. Elsevier, New York, p. 197-280.
- Simões, A. L. A., R. M. Porto, H. E. Schulz** (2012). "Superfície Livre de escoamentos turbulentos em canais: vertedores em degraus e ressalto hidráulico". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 14, n. 4, p. 125-139. <http://dx.doi.org/10.21168/rbrh.v17n4.p125-139>
- Steinke, R. J.** (2020). Caracterização das pressões em bacias de dissipação por ressalto hidráulico livre com baixo número de Froude. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Steinke, R. J., M. Dai Prá, R. A. Lopardo, M. G. Marques, J. F. Melo, P. S. Priebe and E. D. Teixeira** (2021). "Low Froude Number Stilling Basins - Hydrodynamic Characterization." *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 147, n. 4, p. 04021010. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001867](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001867)
- Valero, D., D. B. Bung and B. M. Crookston** (2018). "Energy Dissipation of a Type III Basin under Design and Adverse Conditions for Stepped and Smooth Spillways". *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 144, n. 7, p. 04018036-1. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001482)
- Wüthrich, D., R. Shi, H. Wang and H. Chanson** (2020). "Three-dimensional air-water flow properties of a hydraulic jump with low Froude numbers and relatively high Reynolds numbers." *Proceedings of the 8th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures*, Santiago, Chile. <https://doi.org/10.14264/uql.2020.583>

ESTUDO EXPERIMENTAL DE BANCADA DE BOMBAS: CARACTERIZAÇÃO OPERACIONAL DE BOMBAS DE ROTAÇÃO VARIÁVEL

Renato Alencar Morais, Paulo Roberto Lacerda Tavares, Celme Torres Ferreira da Costa e José Nilton de Abreu Costa

Graduado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Cariri; Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal do Cariri; Doutora em Engenharia Civil, Universidade Federal do Cariri; Doutor em Engenharia Civil, Universidade Estadual Vale do Acaraú. Brasil.
renato96.ram@gmail.com; paulo.tavares@ufca.edu.br; celme.torres@ufca.edu.br; nilton_abreu@uvanet.br

Introdução

Alegre et al. (2005) consideram que a água é um elemento substancial para o desenvolvimento socioeconômico de um país e, portanto, trata-se de um recurso estratégico e estruturante. Diante disso, evidencia-se a necessidade de se garantir uma elevada eficiência na sua utilização, de modo a contribuir para a sustentabilidade dos recursos naturais.

Como as reservas de água são distantes dos pontos de consumo e existe a necessidade de sua elevação entre diferentes cotas das unidades de tratamento e reservação, nos sistemas de abastecimento de água são utilizados equipamentos eletromecânicos, como os conjuntos motor e bomba para recalque de água bruta, de água de lavagem dos filtros, de água tratada etc. (MESQUITA et al., 2006). Dessa forma, caso não sejam adotadas medidas que busquem aumentar o rendimento desses sistemas, o consumo de energia pode tornar-se desnecessariamente elevado, causando problemas econômicos e ambientais.

Os custos vinculados ao funcionamento das bombas podem ser minimizados através da redução do consumo de energia. Uma alternativa atrativa que se pode adotar para alcançar esse objetivo é o uso de bombas de rotação variável (BRVs) em substituição às bombas de rotação fixa (BRFs) (MARCHI et al., 2012). As BRVs são bombas acopladas a um motor controlado por uma unidade de frequência variável (inversor de frequência), cuja finalidade é alterar a fonte de alimentação para variar a velocidade de rotação da bomba de modo a fazê-la operar com o maior rendimento possível (COSTA, 2019).

Em muitas situações, em decorrência do fato de que a demanda do sistema é variável, as bombas operam com rendimento significativamente inferior ao que seria possível, impactando no consumo de energia. O aumento do interesse público em assuntos relacionados com eficiência energética vem tornando a otimização do consumo de energia um tema amplamente estudado (GEORGESCU et al., 2014).

Sendo assim, a modelagem do comportamento de uma BRV é necessária, pois quando a sua velocidade de rotação diminui, a curva da bomba e a curva de rendimento são alteradas, tornando necessária a determinação dessas novas características com o máximo de precisão possível (COSTA, 2019).

Tem-se como objetivo geral desse trabalho, avaliar o comportamento operacional e energético das bombas da bancada de testes da Universidade Federal do Cariri (UFCA) por meio de ensaios e pelas fórmulas existentes na literatura para o cálculo do rendimento de bombas de rotação variável (BRVs).

Materiais e métodos

A bancada onde foram realizados os ensaios encontra-se no laboratório de Recursos Hídricos da Universidade Federal do Cariri (UFCA). Ela é composta por dois conjuntos motor-bomba, dois inversores de frequência da WEG, três manômetros, dois manovacuômetro do tipo Bourdon, três rotâmetros, um reservatório e conjunto de tubulação dotada de registros de manobra.

A bomba centrífuga utilizada no laboratório é de fabricação da empresa Schneider Motobombas, do modelo BC-91 S 1/2 cv código 87109776-00, carcaça em ferro fundido GG-15, rotor 111 mm fechado em alumínio, selo construído em inox 304, buna N, grafite e cerâmica, 3500 rpm.

Para o cálculo das curvas de altura manométrica x vazão a partir de dados coletados no equipamento é necessário a determinação da pressão na entrada e saída da motobomba. Estes valores de pressão são fornecidos pelo manômetro e vacuômetro tipo Bourdon instalados no equipamento. Além das pressões, também é necessário determinar a vazão da motobomba, sendo realizado pelos rotômetros instalados na tubulação.

Para a análise do rendimento da bomba, foram considerados dois cenários. O primeiro, consiste no cálculo dos rendimentos a partir dos pontos de operação, obtidos pela interseção entre uma curva do sistema de tubulação e as curvas características da bomba fornecida pelo fabricante. São aplicadas a essa curva as equações de semelhança mecânica de forma a obter, ainda, as curvas para as rotações de 90%, 80%, 70%, 60% em relação a nominal. Para cada ponto de operação obtido, calcula-se o rendimento com a curva do catálogo. O rendimento também foi avaliado em todos os pontos de operação por meio das equações apresentadas pelos autores Comolet (1961), Sârbu e Borza (1998) e Costa (2019). No segundo cenário, são utilizadas as curvas obtidas de forma experimental. Em ambos os cenários, foram definidas duas curvas que representam possíveis sistemas de tubulações. Essas equações foram escolhidas de forma que as duas interceptassem todas as curvas das bombas em pontos diferentes. A curva do sistema 1 (CS1) e a curva do sistema 2 (CS2) são representadas a seguir respectivamente.

$$H = 0,3268Q^2 - 0,153Q + 0,0542 \quad [1]$$

$$H = 0,5Q^2 + 2Q \quad [2]$$

Resultados e discussão

Primeiramente foram calculadas as curvas das bombas (CB) com os dados experimentais para várias rotações, em seguida, fez-se as mesmas curvas, porém, com valores cedidos pelo fabricante e calculadas pelas equações de semelhança mecânica. Foram calculados também, curvas para o rendimento e potência de forma experimental. Por fim, fez-se uma análise dos

rendimentos por meio de equações existentes na literatura e uma comparação de custos com bombas operando com e sem o uso de inversores de frequência.

Foram plotadas as curvas teóricas (Teo) e experimentais (Exp) no mesmo gráfico de forma a poder avaliar suas diferenças (Figura 1). Os resultados indicaram um padrão de semelhança, com uma subestimativa dos valores de vazão experimental, para a mesma rotação. Parte disto é devido a uma diferença entre as condições de operação e equipamentos utilizados nas medições feitas pelo fabricante e os existentes no laboratório.

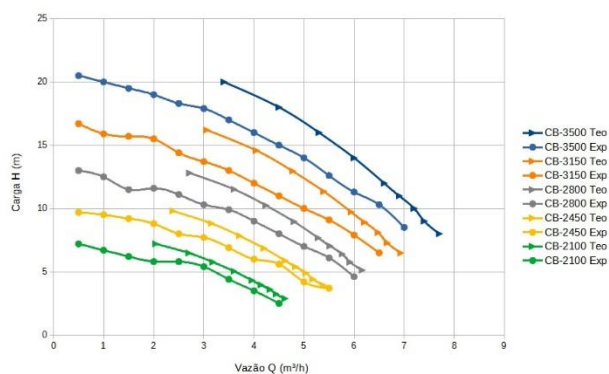


Figura 1. Comparação entre as curvas da bomba teóricas e experimentais. Fonte: Os autores.

A Figura 2 apresenta a comparação entre o rendimento calculado a partir de dados experimentais e o fornecido pelo catálogo do fabricante da bomba. Pôde-se perceber que houve uma perda de rendimento da bomba do laboratório em comparação com a original. esse tipo de comportamento já era esperado, pois de acordo com Guimarães (2008) o uso de inversores de frequência faz com que a saída da tensão elétrica apresente componentes harmônicas, conduzindo assim um aumento de perdas no motor. A presença destas harmônicas e a redução na ventilação podem gerar um maior aquecimento, contribuindo também para uma perda de rendimento no motor.

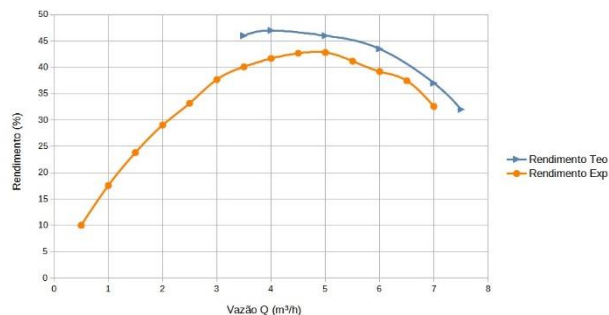


Figura 2. Comparação entre as curvas de rendimento teóricas e experimentais. Fonte: Os autores.

Calcularam-se os pontos de operação tanto das curvas experimentais como das curvas do catálogo. A determinação desses valores se deu a igualar as equações geradas pelas regressões das CB's com as curvas do sistema CS1 e CS2. A Figura 3 ilustra esses pontos. Os máximos valores foram encontrados nas maiores rotações que diminuem a medida que se atingem menores rotações. Enquanto as variações percentuais das vazões e alturas manométricas permanecem quase constantes.

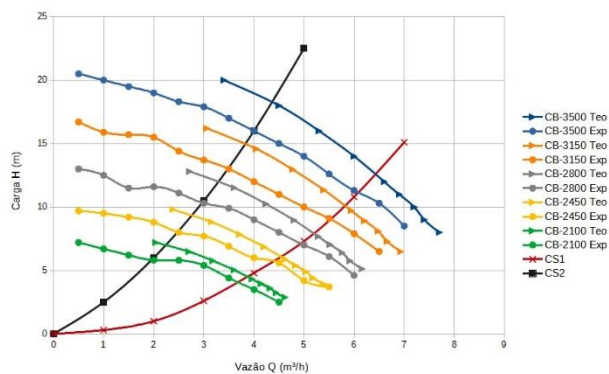


Figura 3. Pontos de operação dos sistemas. Fonte: Os autores.

Uma vez definidos os pontos de operação, pôde-se calcular os rendimentos da bomba para estes valores. Analisando os

resultados, tornou-se perceptível que existe um acréscimo dos erros por parte das equações do rendimento a medida que as rotações da bomba diminuem.

Avaliando os rendimentos em comparação com as equações da literatura, os resultados indicaram que todas as equações apresentaram menores erros no cenário com os dados experimentais. Já as equações de Comolet e Sârbu e Borza melhoraram os erros, em ambos os casos, em que se utilizou a curva do sistema 1 (CS1), a de Costa teve seus melhores resultados para a curva do sistema (CS2). De forma geral, a equação de Costa foi a que obteve os melhores resultados em geral, com uma média global de 1,16%.

Conclusões

Com os ensaios realizados, obteve-se uma gama de equações e gráficos referentes ao estado atual de funcionamento da bancada do laboratório de recursos hídricos da UFCA. Isso permitia uma melhor compreensão do sistema e serve de base para estudos semelhantes em outros laboratórios.

Em relação a curva de rendimento da bomba faz-se necessário um estudo mais aprofundado dos parâmetros elétricos de fator de potência e rendimento, sejam por meio de ensaios específicos ou uma análise elétrica do motor, para que se possa calculá-la com maior precisão, e obter essas curvas de rendimento para outras rotações além da nominal.

No tocante a utilização das equações de Comolet, Sârbu e Borza e Costa para estimativa de rendimentos de bombas com variação de velocidade, todas se mostraram bastante satisfatórias. Destacou-se a de Costa (2019) que teve um menor erro percentual em quase todas as situações testadas.

Referencias Bibliográficas

- ALEGRE, H.; COELHO, S. T.; ALMEIDA, M. C.; VIEIRA, P.** (2005). *Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. Portugal: [s.n.]. 328 p. ISBN 972-99354-4-0.
- COMOLET, R.** (1961) *Mécanique expérimentale des fluides. Tome I, Statique et dynamique des fluides non visqueux*. Masson & Cie, Paris, p. 244.
- COSTA, J. N. D. A.** (2019) *Influência da variação de rotação na otimização do custo energético de sistemas de bombeamento*. 121 p. Tese. Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- GEORGESCU, A.-M.; COSOIU, C.-I.; PERJU, S.; GEORGESCU, S.-C.; HASEGAN, L.; ANTON, A.** (2014) *Estimation of the Efficiency for Variable Speed Pumps in EPANET Compared with Experimental Data*. Procedia Engineering, Elsevier B.V., [S. l.], v. 89, p. 1404–1411. ISSN 18777058.
- GUIMARÃES, R.** (2008) *Comportamento elétrico, mecânico e hidráulico de um sistema de bombeamento sob o enfoque da eficiência energética*. 173 p. Dissertação. Programa de Pós-graduação em Engenharia Elétrica, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.
- MARCHI, A.; SIMPSON, A. R.; ERTUGRUL, N.** (2012) *Assessing variable speed pump efficiency in water distribution systems*. Drinking Water Engineering and Science, [S. l.], v. 5, n. 1, p. 15–21.
- MESQUITA, A. L. A.; SILVA, L. J. S. da; JÚNIOR, O. A.; PEREIRA, J. A. R.; SILVA, A. C. P.** (2006). *Aspectos importantes na utilização de bombas centrífugas em velocidade variável para a redução do consumo de energia*. VI SEREA - Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água João, João Pessoa.
- SÂRBU, L.; BORZA, L.** (1998) *Energetic optimization of water pumping in distribution systems*. Periodica polytechnica ser. mech. eng., v. 42, n. 4, p. 141–152. ISSN 20711050.

INVESTIGAÇÃO DO PROCESSO DE AERAÇÃO EM ESCOAMENTOS DE ALTA VELOCIDADE COM O USO DA DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL

Marcelo Luiz Noriller¹, José Junji Ota²

^{1,2}Universidade Federal do Paraná – UFPR, Brasil

marcelo_noriller@hotmail.com

ota.dhs@ufpr.br

RESUMO:

Este trabalho investigou, por meio da dinâmica dos fluidos computacional, o processo de aeração em escoamentos de alta velocidade, especificamente, o escoamento sobre a calha do vertedouro da Usina Hidrelétrica de Foz do Areia. As simulações numéricas foram realizadas no *software* OpenFOAM, utilizando o modelo de simulação DES (em conjunto com o modelo Spalart-Allmaras DDES). Foram realizadas duas abordagens principais de simulações numéricas, uma considerando a escala de protótipo e outra a escala geométrica 1:30. Os resultados numéricos foram comparados com dados de protótipo disponíveis na literatura. Além da análise quantitativa dos resultados, também foi realizada uma análise qualitativa para avaliar se o comportamento geral do escoamento foi reproduzido adequadamente pelo modelo numérico. A modelagem com o modelo de simulação DES representou adequadamente as características do escoamento, o que conduziu a resultados expressivos de vazões de ar no interior da torre de aeração. Nessas simulações, a diferença entre as vazões de ar foi de até 39,9% em comparação com os resultados da obra. De maneira geral, a utilização da modelagem numérica permitiu avaliar o escoamento sob a calha do vertedouro de uma forma que seria consideravelmente mais complexa de modo experimental. E, por mais que os resultados da entrada de vazão de ar das simulações em escala de protótipo não tenham alcançado os valores medidos em obra, o comportamento do escoamento foi representado adequadamente.

ABSTRACT:

This study investigated, through computational fluid dynamics, the aeration process in high velocity flows, specifically, the flow over the spillway of the Foz do Areia Hydroelectric Power Plant. The numerical simulations were performed in the OpenFOAM software, using the simulation model DES (with the Spalart-Allmaras DDES model). Two main approaches to numerical simulations were carried out, one considering the prototype scale and the other 1:30 geometric scale. The numerical results were compared with prototype data available in the literature. In addition to the quantitative analysis of the results, a qualitative analysis was also carried out to assess whether the general behavior of the flow was adequately reproduced by the numerical model. The modeling with DES model adequately represented the characteristics of the flow, which led to expressive results inside the aeration tower. In these simulations, the difference between the air flows was up to 39.9% compared to the results of the prototype. In general, the use of numerical modeling allowed to evaluate the flow under the spillway in a way that would be considerably more complex in an experimental way. And, even though the results of the air flow input from the prototype scale simulations did not reach the values measured on site, the flow behavior was adequately represented.

PALAVRAS-CHAVES: aeração; OpenFOAM; modelo de simulação DES

INTRODUÇÃO

Vertedouro é a estrutura hidráulica responsável por extravasar a vazão excedente de um reservatório de água e é de suma importância para a segurança de barragens. Em vertedouros, os escoamentos de alta velocidade atrelados a baixas pressões podem produzir problemas de cavitação no fundo da calha e, conseqüentemente, resultar em danos ao concreto e comprometer a segurança e estabilidade da estrutura.

Para evitar a cavitação na calha do vertedouro, pode-se considerar a construção de um dispositivo de aeração, o qual consiste em dois componentes principais: uma estrutura de fundo com uma descontinuidade de superfície, cujo objetivo é incorporar ar ao fluxo de água, e um sistema de auto suprimento de ar para permitir uma incorporação contínua. Economicamente, a implantação de aeradores de fundo se mostra viável, visto que outras soluções, como o uso de técnicas de tratamento superficial do concreto, elevam o custo significativamente e podem não ser tão eficientes.

Estudos em modelos físicos reduzidos sobre a aeração na calha de vertedouro foram desenvolvidos desde a década de 1980 (Pinto; Neidert; Ota, 1982a; Pinto; Neidert; Ota, 1982b; Pinto; Neidert, 1983; Pinto, 1991; Lima, 2003; Lima; Schulz; Gulliver, 2008; Arantes; Porto; Gulliver; Lima; Schulz, 2010). Esses estudos envolvem principalmente os seguintes objetivos: *a*) a caracterização do escoamento na região de aeração induzida; *b*) a quantificação de incorporação de ar no fluxo e; *c*) a configuração da geometria de aeradores de fundo com efeito de otimizar e aumentar a eficiência de aeração.

Os modelos reduzidos comumente são conduzidos por meio da semelhança de Froude em que a aceleração da gravidade é o parâmetro de maior importância. Entretanto, as semelhanças de Reynolds (forças de natureza viscosa) e de Weber (forças de tensão superficial) também podem ser relevantes em estudos de aeração. Desse modo, a modelagem ideal dos fluxos aerados deveria consistir em uma semelhança dinâmica completa, o que é fisicamente inviável. Isso faz com que o fenômeno de aeração em escala reduzida gere um efeito de escala, conforme observado nos estudos de Pinto, Neidert e Ota (1982a), Pinto, Neidert e Ota (1982b), Pinto e Neidert (1983) e Pinto (1991).

Para minimizar os problemas relacionados aos efeitos de escala no processo de aeração do escoamento, pesquisadores sugerem limitações quanto aos números de Reynolds e de Weber sob o critério de semelhança de Froude (Kobus, 1984; Pinto; Neidert; Ota, 1982b; Pfister; Chanson, 2012). Além disso, também sugerem utilizar modelos reduzidos de grande escala, tais como 1:3, 1:5, 1:10 e 1:15 (Boller, 2006; Heller, 2011; Terrier, 2016; Aydin; Isik; Ulu, 2019).

Devido às diversas limitações observadas para estudar o processo de aeração em modelos físicos, estudos recomendam a utilização de modelos computacionais para tal finalidade (Aydin; Ozturk, 2009; Torres; Borman; Sleigh; Neeve; Pepper, 2018; Tassinari; GuzzonSanagiotto; LudtkeLauffer; Marques; Neto, 2018; Aydin; Ulu; Karaduman, 2019; Yang; Teng; Zhang, 2019; Aydin; Isik; Ulu, 2019), uma ferramenta que seria capaz de reproduzir numericamente os fenômenos de aeração de escoamentos em diversos domínios. Os modelos computacionais neste contexto referem-se ao uso da dinâmica dos fluidos computacional ou CFD (do inglês *Computational Fluid Dynamic*).

Em sendo assim, o objetivo do presente trabalho é verificar a representatividade do processo de aeração da Usina Hidrelétrica (UHE) de Foz do Areia (Brasil) com o uso da dinâmica dos fluidos computacional. Para isso, foram realizadas simulações computacionais em escala de protótipo (1:1) e escala 1:30. Os resultados obtidos foram comparados com dados de protótipo e de modelo físico disponíveis na literatura (Pinto; Neidert; Ota, 1982a, Pinto; Neidert; Ota, 1982b).

METODOLOGIA

A metodologia empregada para estudar o processo de aeração foi realizada a partir da simulação computacional do escoamento na calha do vertedouro da UHE de Foz do Areia. O modelo computacional foi desenvolvido por meio do software OpenFOAM, o qual permite simular as condições do escoamento com base no Método dos Volumes Finitos (VoF).

As simulações computacionais consistiram em reproduzir o vertedouro parcial (malhas tridimensionais) da usina nas seguintes escalas geométricas: 1:1 e 1:30. Foi considerado o vertimento de 535 m³/s, condição na qual foi registrada a maior proporção de entrada de ar no sistema de aeração. Para diminuir o tempo computacional, as simulações numéricas foram realizadas considerando meia largura da calha do vertedouro, portanto, a vazão de imposição foi de 267,5 m³/s. Os resultados obtidos nessa etapa foram comparados com dados de protótipo e de modelo físico disponíveis na literatura (Pinto; Neidert; Ota, 1982a; Pinto; Neidert; Ota, 1982b). Esses resultados referem-se a valores de vazão de ar, comprimento do jato de água na região do sistema de aeração e velocidade média abaixo do jato de água.

Além da análise quantitativa dos resultados, também foi realizada uma análise qualitativa para avaliar se o comportamento geral do escoamento foi reproduzido adequadamente pelo modelo numérico.

A seguir, são apresentadas as características gerais da UHE de Foz do Areia com enfoque nas dimensões do projeto da calha do vertedouro e das torres verticais localizadas nos muros e nos degraus da calha (sistema de aeração). Posteriormente, é apresentado detalhes do modelo numérico para o estudo do processo de aeração em escoamentos de alta velocidade.

Descrição do Vertedouro da Usina Hidrelétrica de Foz do Areia

A UHE de Foz do Areia, localizada no rio Iguaçu no município de Pinhão no estado do Paraná, possui potência instalada de 2.500 MW. O vertedouro projetado para descarregar uma vazão máxima de 11.000 m³/s possui 4 vãos com 14,5 m de largura. Em condições normais, opera com o nível do reservatório na elevação 744,0 m e é controlado por 4 comportas tipo segmento.

A calha do vertedouro possui 350 m de comprimento (medida horizontal) com inclinação de 25,84% e largura de 70,6 m. Ao final da calha, há um defletor com cota na elevação 625,5 m que lança a vazão descarregada por meio de um salto de esqui. As características gerais do vertedouro estão apresentadas na **Figura 18**.

A calha do vertedouro possui 3 sistemas de aeração com torres laterais verticais localizadas nos muros e nos degraus, o que permite a incorporação de ar para dentro do fluxo de água com o objetivo de atenuar o efeito da cavitação. As torres do sistema de aeração possuem 4,0 m de comprimento e 1,8 m de largura. Os degraus de aeração possuem 1,5 m de altura e 4,5 m de comprimento. As rampas de aeração, localizadas imediatamente a montante dos degraus, possuem altura de 20, 15 e 10 cm, nos aeradores 1, 2 e 3, respectivamente. As dimensões gerais do sistema de aeração estão apresentadas na **Figura 19**.

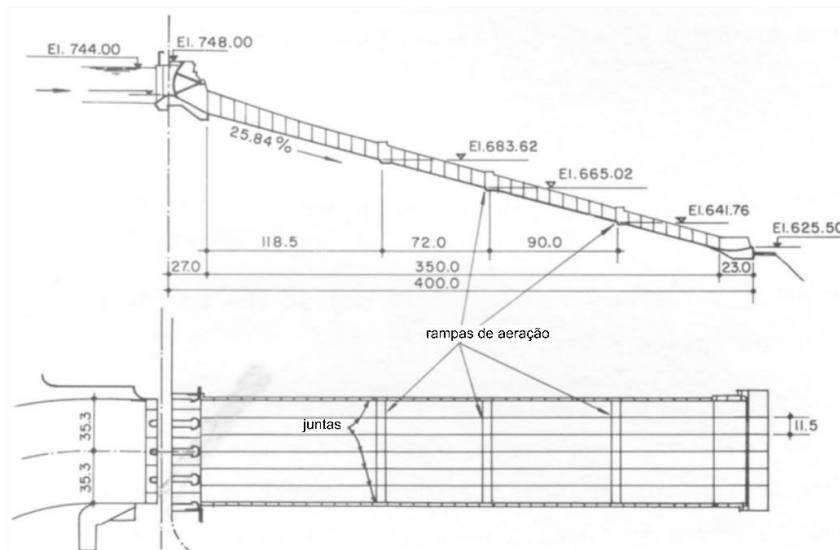


Figura 18. – Dimensões Gerais do Vertedouro da Usina Hidrelétrica de Foz do Areia (Perfil e Planta)

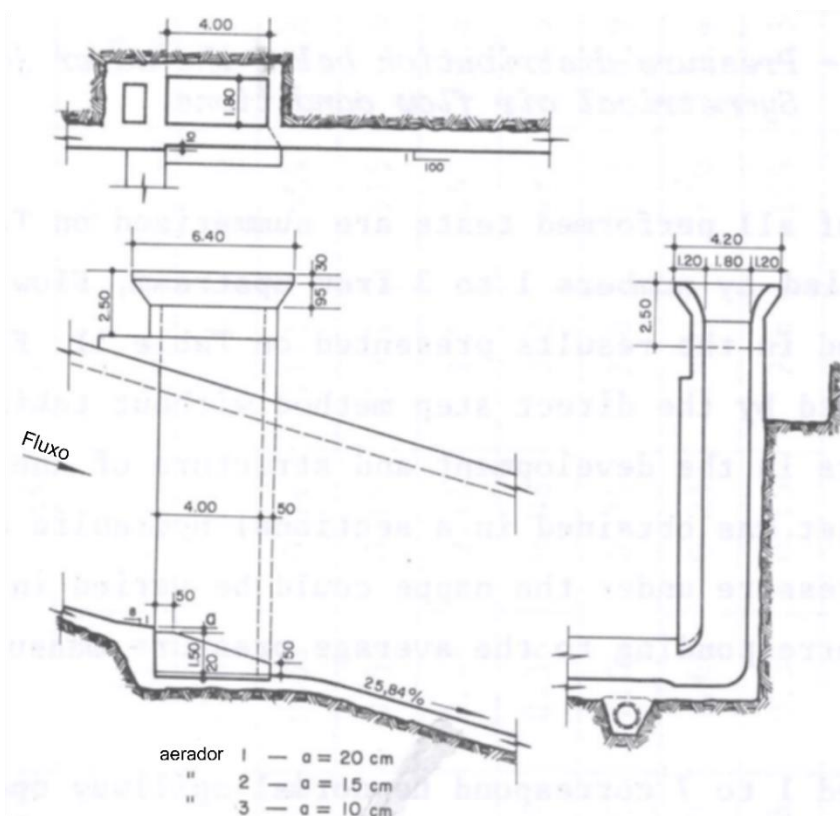


Figura 19. – Dimensões Gerais das Torres Verticais (Entrada de Ar no Sistema de aeração) da Usina Hidrelétrica de Foz do Areia

Modelo Numérico

Foram realizadas simulações de escoamentos tridimensionais utilizando o *software* OpenFOAM. O modelo de simulação adotado foi o DES (*Detached-Eddy Simulation*), em conjunto com o modelo de fechamento Spalart-Allmaras DDES. A escolha do modelo de simulação de turbulência se deu a partir de análises preliminares obtidas durante a pesquisa e estudos disponíveis na literatura (Faria, 2014; Bayon-Barrachina; Lopez-Jimenez, 2015; Carvalho; Beg; Lopes, 2019; Alwon; Borman; Sleigh; Matos, 2019).

Com a finalidade de alcançar os objetivos deste estudo, o método de solução (*solver*) foi definido com o objetivo de simular escoamentos multifásicos e turbulentos para representar o processo de aeração no escoamento sob a calha do vertedouro da UHE de Foz do Areia.

Foi escolhida a abordagem do modelo multifásico Euleriano-Euleriano, visto que esse modelo possui simplificações que reduzem o esforço computacional. Deste modo, o *solver* utilizado foi o **interFoam** que resolve o escoamento de dois fluidos incompressíveis, imiscíveis e isotérmicos, e que utiliza o método VoF (*Volume of Fluid*) para a definição da superfície livre.

Nas simulações numéricas é importante definir o tempo de simulação, pois esse fator influencia diretamente no tempo computacional que será demandado. No caso de escoamento por vertedouro, a simulação deve ser executada por tempo suficiente que se atinja a condição de escoamento permanente. Desse modo, verificou-se que as simulações atingiram a condição estável após os 5 primeiros segundos e foi determinada uma amostra de 10 segundos de simulação, totalizando 15 segundos. Durante essa análise foi definida a frequência de amostragem dos resultados em 25 Hz, considerando que uma frequência muito elevada também influencia a demanda computacional.

A geometria a ser simulada, bem como o domínio geral do problema foram definidos com o objetivo principal de estudar o processo de aeração por meio de simulações numéricas, desse modo, considerou-se desnecessário avaliar o escoamento em toda a extensão da calha. Portanto, o escoamento foi representado apenas no primeiro sistema de aeração. O domínio da geometria possui 26 m de comprimento - 10,5 m a montante do degrau do sistema de aeração e 15,5 m a jusante do mesmo. Foram realizadas simulações representando a calha parcialmente, ou seja, foi considerado meia largura da calha (35,3 m de largura). A **Figura 20** apresenta o domínio de estudo.

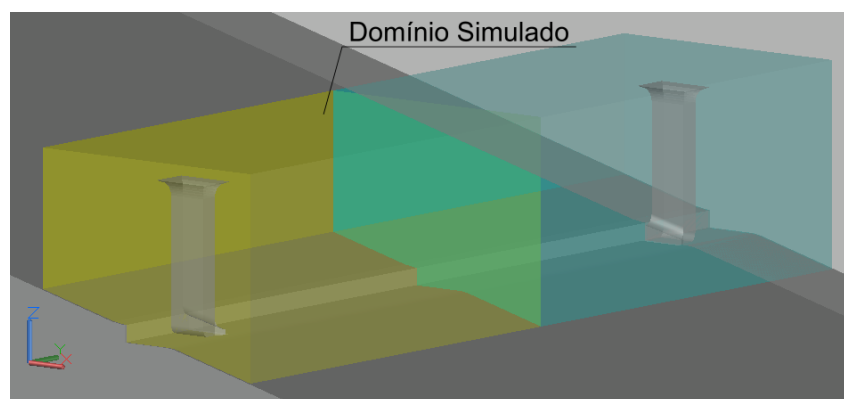


Figura 20. – Domínio Estudado

Após a definição da geometria de estudo, foi determinada a malha computacional, composta por células que discretizam o domínio. O desenvolvimento da malha computacional respeitou critérios de convergência, tendo em vista a obtenção de resultados confiáveis e em acordo com as equações governantes do fenômeno simulado. Inicialmente foi definida uma malha de elemento cúbicos com 1 m de aresta cada em todo o domínio (valores em protótipo). Na sequência, aplicaram-se refinamentos nas regiões de interesse (bocal do túnel de aeração, região inferior da torre, degrau da calha do vertedouro e toda a profundidade do escoamento de água) e foram obtidas malhas com elementos cúbicos de 12,5 cm de aresta na região do escoamento. Essas discretizações resultaram em um total de 712.664 células.

Para as simulações em escala de modelo físico foi aplicada a escala diretamente nas dimensões da malha de protótipo. No modelo com a escala geométrica 1:30, o refinamento da malha alcançou um valor máximo de 4,2 mm de aresta. A **Figura 21** e a **Figura 22** mostram em detalhes a malha computacional utilizada.

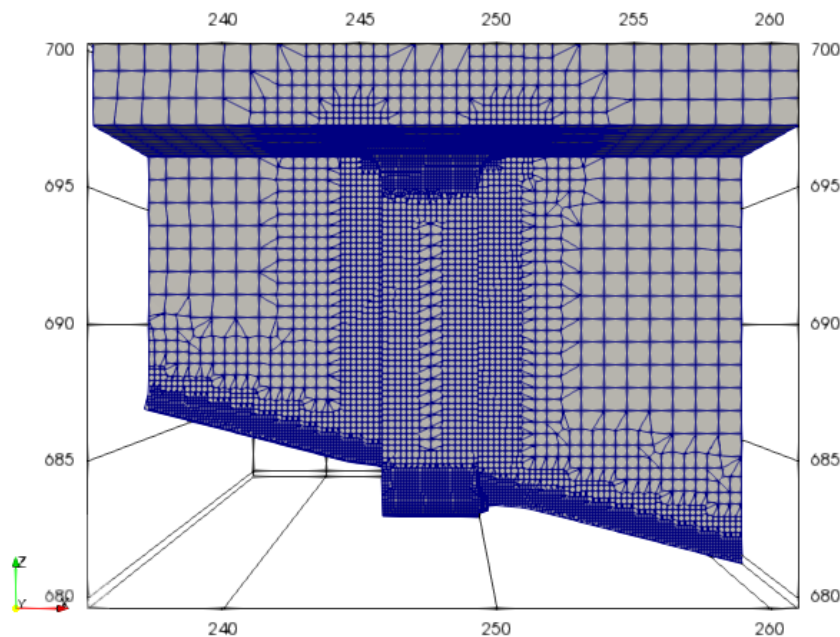


Figura 21. – Malha Computacional – Refinamento Máximo de 12,5 cm (Escala de Protótipo)

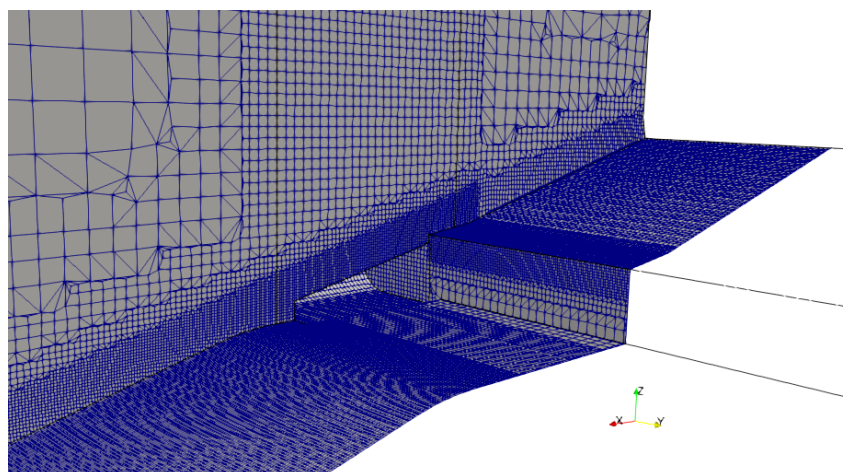


Figura 22. – Malha Computacional – Detalhes da Região Inferior do Túnel de Aeração e do Degrau da Calha do Vertedouro

As condições de contorno foram definidas nas faces do bloco da malha, ou seja, o modelo possui seis condições de contorno. As condições de contorno foram selecionadas segundo o manual do usuário do OpenFOAM com a finalidade de descrever um escoamento de superfície livre. A **Figura 23** apresenta as faces com as respectivas condições de contorno e a **Tabela 6** mostra as condições de contorno adotadas.

Após a realização das simulações numéricas, foram feitas análises referentes às seguintes variáveis: velocidade do escoamento, velocidade do ar na torre de aeração, velocidades na região sob o jato de água (jato de água formado pelo degrau presente na calha do vertedouro), vazão de água de entrada e saída, vazão de ar no túnel de aeração e comprimento do jato de água na região do sistema de aeração.

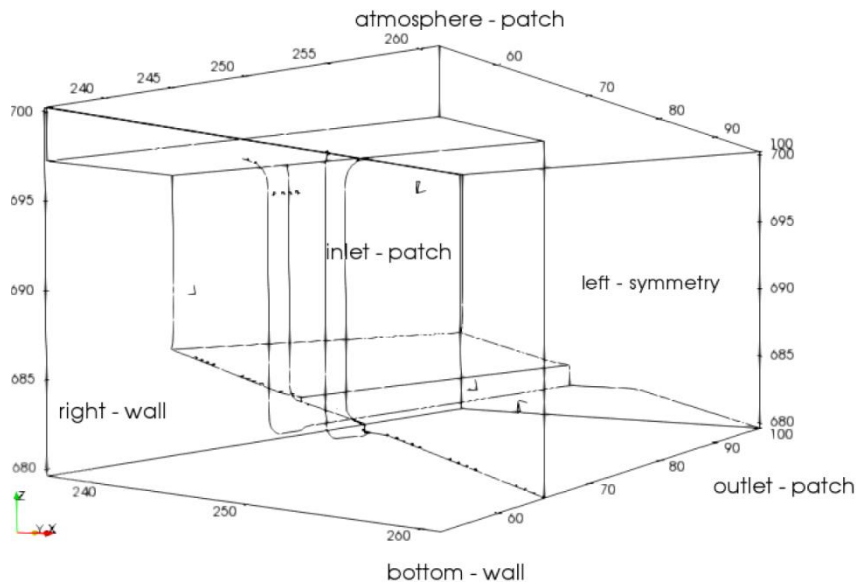


Figura 23. – Condições de Contorno das Simulações

Tabela 6. – Condições de Contorno do OpenFOAM

Fronteira/Variável	<i>inlet</i>	<i>outlet</i>	<i>right</i>
<i>U</i>	<i>flowRateInletVelocity</i>	<i>inletOutlet</i>	<i>noSlip</i>
<i>p_rgh</i>	<i>fixedFluxPressure</i>	<i>zeroGradient</i>	<i>fixedFluxPressure</i>
<i>k</i>	<i>fixedValue</i>	<i>inletOutlet</i>	<i>kqRWallFunction</i>
ω	<i>fixedValue</i>	<i>inletOutlet</i>	<i>omegaWallFunction</i>
<i>alpha. water</i>	<i>fixedValue</i>	<i>zeroGradient</i>	<i>zeroGradient</i>

Fronteira/Variável	<i>bottom</i>	<i>atmosphere</i>	<i>left</i>
<i>U</i>	<i>noSlip</i>	<i>pressureInletOutlet</i>	<i>symmetryPlane</i>
<i>p_rgh</i>	<i>fixedFluxPressure</i>	<i>totalPressure</i>	<i>symmetryPlane</i>
<i>k</i>	<i>kqRWallFunction</i>	<i>inletOutlet</i>	<i>symmetryPlane</i>
ω	<i>omegaWallFunction</i>	<i>inletOutlet</i>	<i>symmetryPlane</i>
<i>alpha. water</i>	<i>zeroGradient</i>	<i>fixedValue</i>	<i>symmetryPlane</i>

Os resultados obtidos foram comparados com resultados de protótipo e de modelo físico disponíveis na literatura (Pinto; Neidert; Ota, 1982a; Pinto; Neidert; Ota, 1982b). Os resultados numéricos permitiram analisar se o processo de aeração da calha do vertedouro da UHE de Foz do Areia foi representado adequadamente.

A primeira análise consistiu em verificar a estabilidade do escoamento, ou seja, avaliar se os resultados obtidos apresentaram a condição de escoamento permanente. Para tal, analisaram-se as vazões de água de entrada e de saída do modelo. Essa análise foi fundamental para garantir a convergência da simulação a um escoamento permanente.

Para a análise do comprimento do jato de água foi realizada uma abordagem qualitativa, ou seja, o comprimento do jato foi determinado visualmente durante os 10 segundos da simulação.

Para a determinação da entrada de vazão de ar pelo túnel de aeração foi considerado a média da velocidade de ar no interior do túnel e aplicada na equação da vazão volumétrica. Sendo que a área da seção do aerador é igual a 7,2 m².

Além disso, também foram verificadas as velocidades sob o jato de água em 3 posições. Dados de pressões de protótipo nessa região foram aplicados na equação de Bernoulli e a velocidade foi calculada, o que possibilitou a comparação com os resultados das simulações numéricas.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Escala de Protótipo (1:1)

A simulação numérica foi realizada com um refinamento máximo da malha de 12,5 cm na região do escoamento. Essa discretização resultou em um total de 712.664 células.

O primeiro passo foi analisar a vazão de entrada e saída para avaliar a convergência de um escoamento permanente. A vazão de entrada manteve-se constante durante toda a simulação (condição imposta na modelagem). A vazão de saída oscilou na ordem de 5%, a máxima vazão de saída foi de 297,5 m³/s e a mínima vazão de saída foi de 283,2 m³/s. A média da vazão foi de 267,6 m³/s, uma diferença de 0,04% em relação a vazão de entrada. Observou-se a geração de turbulência do escoamento após o fluxo saltar pelo degrau do sistema de aeração. Essa perturbação do escoamento foi observada em toda a profundidade do fluxo, principalmente na região do impacto do jato de água na calha do vertedouro. A **Figura 24** apresenta o escoamento na calha do vertedouro no tempo 15 segundos de simulação. A média do comprimento do jato de água foi de 8,0 m (*L*).

Observou-se a entrada de ar na torre de aeração, conforme indicado na **Figura 25**. Observou-se que o ar foi incorporado no escoamento e transportado para jusante. A média da velocidade do ar no interior da torre foi igual a 16,1 m/s, que resulta em uma vazão de ar de 115,9 m³/s.

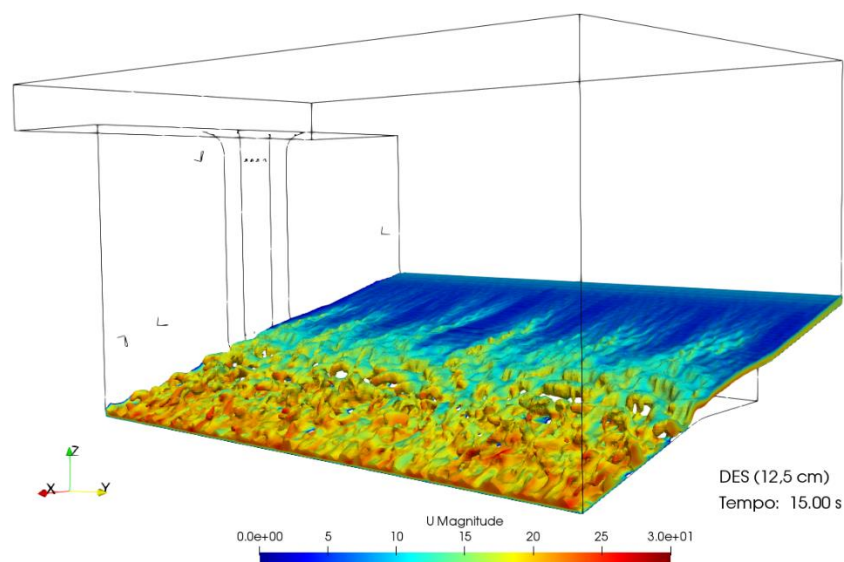


Figura 24. – Escoamento na Calha do Vertedouro da UHE de Foz do Areia – Vista Lateral/Jusante

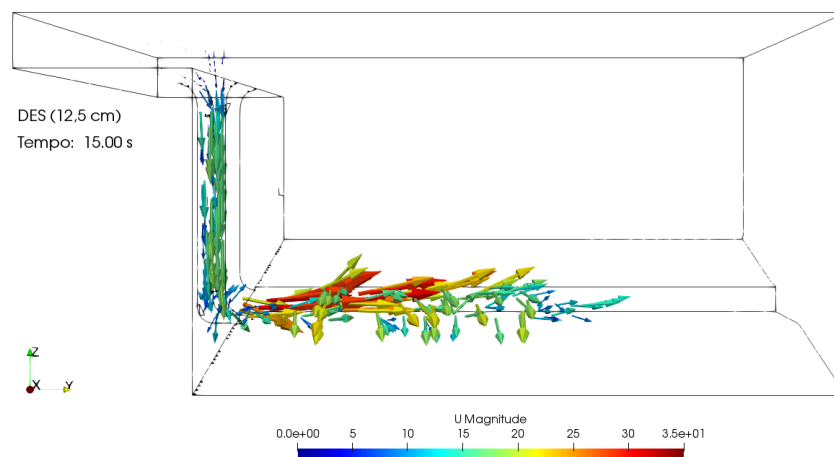


Figura 25. – Vetores da Magnitude da Velocidade do Ar na região da Torre de Aeração e Sob o Jato de Água da UHE de Foz do Areia – Vista de Jusante

Escala Geométrica 1:30

A simulação numérica realizada com escala geométrica 1:30 foi aplicada na malha de 12,5 cm (valor de protótipo). Logo, a quantidade total de células foi de 712.664 células com malha de refinamento máximo de 4,2 mm.

Foi determinado um tempo de simulação de 15 segundos em escala de modelo, sendo que as características de um escoamento permanente se deram nos últimos 3 segundos de simulação. Nas análises das vazões, verificou-se que a vazão de entrada se manteve constante (condição inicial – 0,005427 m³/s). A vazão de saída apresentou maiores oscilações em relação as simulações com escala de protótipo, com uma vazão máxima de 0,009794 m³/s e uma vazão mínima de 0,02524 m³/s. Contudo, a média da vazão foi de 0,05435 m³/s, uma diferença de apenas 0,15%.

Na análise das características do escoamento foi observada turbulência do fluxo após o jato de água atingir a calha do vertedouro. Na região do degrau, verificou-se apenas pequenas perturbações na superfície livre. A **Figura 26** apresenta o escoamento na calha do vertedouro no tempo 15 segundos (tempo em escala de modelo). Em uma análise qualitativa, verificou-se um comprimento do jato de água de 0,27 m (aproximadamente 8,0 m referente ao protótipo).

Observou-se a entrada de ar na torre de aeração, conforme mostrando na Figura 27. Os vetores da magnitude da velocidade do ar da figura apresentada mostraram que o ar foi transportado para jusante, logo, houve a incorporação no escoamento de água. A média da velocidade de ar no interior da torre foi de 2,2 m/s. Logo, a vazão de ar no interior da torre foi de 0,0176 m³/s (valor em modelo 1:30).

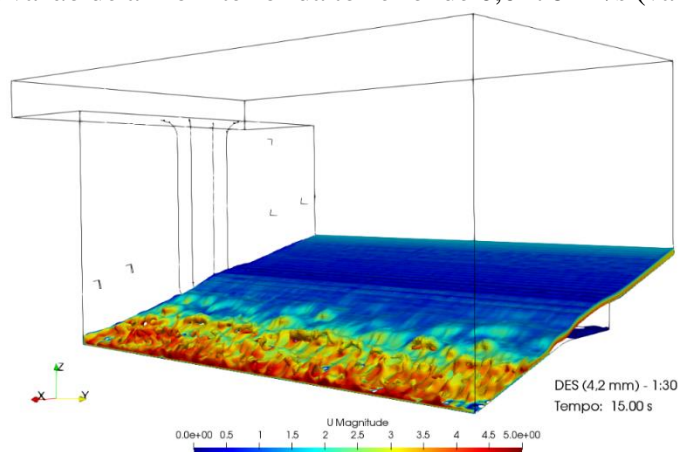


Figura 26. – Escoamento na Calha do Vertedouro da UHE de Foz do Areia – Vista Lateral/Jusante

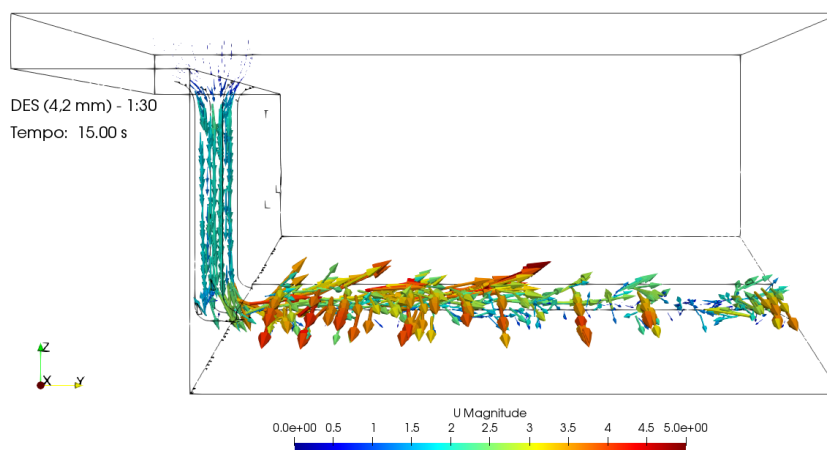


Figura 27. – Vetores da Magnitude da Velocidade do Ar na Região da Torre de Aeração e Sob o Jato de Água da UHE de Foz do Areia – Vista de Jusante

Comparação de Resultados Computacionais com Dados de Protótipo e de Modelo Físico

O modelo de simulação DES apresentou um comportamento adequado para o processo de aeração. A superfície de água apresentou o desenvolvimento de instabilidades (turbulência) no início do degrau, assim como uma região pulverizada do jato de água após o degrau. A região de impacto também se mostrou adequada para o processo de aeração (região importante para a incorporação adicional do ar no fluxo), pois observou-se a dispersão do jato nessa região. O parâmetro de arraste de ar (β) resultou em 43,3% , que representa uma diferença de 39,9% em relação ao dado de protótipo ($\beta = 72,1\%$). Desse modo, inferiu-se que o modelo DES representou de maneira adequada o processo de aeração. Referente ao jato de água, os valores obtidos nas simulações numéricas resultaram em valores da mesma ordem de grandeza em relação ao dado de protótipo (8,0 m) – ver **Tabela 7**.

Tabela 7. – Comparação de Resultados Computacionais e Dados de Protótipo

Ensaio/Parâmetro	Protótipo	DES
Vazão de Água (m ³ /s)	535,0	535,0
Vazão de Ar (m ³ /s)	395,0	231,8
Parâmetro β (%)	73,8	43,3
L (m)	8,2	8,0

Também foram comparadas as velocidades do ar na região abaixo do jato de água em três posições distintas, conforme observado na

Tabela 8. As velocidades do ar foram iguais a 20,8, 15,8 e 9,1 m/s nas posições 5,3, 17,3 e 29,3 m, respectivamente, e representam diferenças em relação ao protótipo de 50,5, 54,9 e 64,5%. Ainda que as diferenças sejam consideradas significativas, o comportamento da redução da velocidade ao longo da região inferior do jato de água apresentou-se igual em relação aos dados de protótipo. Além disso, pode-se considerar que as velocidades resultantes das simulações numéricas estão condizentes com as medições realizadas em protótipo, visto que os resultados numéricos foram inferiores em relação as velocidades de ar no interior da torre de aeração obtidas em protótipo.

Tabela 8. – Comparação de Resultados Computacionais e Dados de Protótipo – Velocidade do Ar Abaixo do Jato de Água

Posição (m)	Velocidade do Ar (m/s)	
	Protótipo	Simulação Numérica
5,3	42,0	20,8
17,3	35,0	15,8
29,3	25,6	9,1

Na simulação em escala geométrica 1:30, o resultado numérico do parâmetro de arraste de ar foi igual a 32,6%, enquanto que para o modelo físico de mesma escala o parâmetro β foi de apenas 8,8% (**Tabela 9**). Esses valores indicam que, por mais que a simulação numérica não tenha apresentado por completo o processo de aeração, a entrada de ar pela torre de aeração foi maior na modelagem computacional do que no modelo físico reduzido.

Tabela 9. – Comparação de Resultados Computacionais e Dados de Modelo Físico

Ensaio/Parâmetro	Protótipo	DES
Vazão de Água (m ³ /s)	0,1085	0,1085
Vazão de Ar (m ³ /s)	0,0095	0,0353
Parâmetro β (%)	8,8	32,6

CONCLUSÕES

O objetivo do presente trabalho foi investigar se o uso da dinâmica dos fluidos computacional é capaz de simular adequadamente o processo de aeração em escoamentos de alta velocidade, mais precisamente, o escoamento sobre a calha do vertedouro da Usina Hidrelétrica de Foz do Areia. Dessa forma, foram realizadas duas abordagens principais de simulações numéricas, uma considerando a escala de protótipo (1:1) e outra a escala geométrica 1:30.

As modelagens com o modelo de simulação DES em conjunto com o modelo Spalart-Allmaras DDES representaram de certa forma, as características do escoamento sobre a calha do vertedouro, o que conduziu a resultados expressivos de vazão de ar no interior da torre de aeração e, por consequência, indicou que o processo de aeração foi representado.

De maneira geral, a utilização da modelagem numérica para este estudo permitiu avaliar o escoamento sob a calha do vertedouro da UHE de Foz do Areia de uma forma que seria consideravelmente mais complexa de modo experimental. E, por mais que os resultados da entrada de vazão de ar das simulações em escala de protótipo não tenham alcançado os valores medidos em obra, o comportamento do escoamento foi representado adequadamente nas simulações DES (mesmo com uma malha considerada grosseira) em função da análise apresentada nos resultados.

Para trabalhos futuros, recomenda-se analisar o processo de aeração para outras condições de operação do vertedouro e avaliar malhas mais refinadas. Essas verificações permitirão concluir se o modelo de simulação DES junto com o modelo de turbulência Spalart-Allmaras DDES e o *solver interFoam* são, de fato, adequados para representar o processo de aeração na calha do vertedouro da UHE de Foz do Areia. Caso essa metodologia não seja adequada, recomenda-se avaliar a utilização de outros modelos de turbulência, com preferência nos modelos de duas equações em conjunto com o modelo de simulação DES. Além disso, sugere-se verificar o comportamento de outros *solvers*, como o *twoPhaseEulerFoam* em conjunto com os modelos de simulação DES ou LES.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Federal do Paraná, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental e ao CEHPAR (Lactec – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento) pelo apoio técnico e infraestrutura para o desenvolvimento desse estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arantes, E.J., Porto, R.M., Gulliver, J.S., Lima, A.C.M., Schulz, H.E. (2010). “Lower Nappe Aeration in Smooth Channels: Experimental Data and Numerical Simulation”. *Anais da Academia Brasileira de Ciências*. v. 82, n. 2, 521-537.
- Alwon, J.V.; Borman, D.; Sleight, A.; Matos, J. (2019). “Prediction of Air Entrainment in Skimming Flow Over Stepped Spillways Using Numerical Methods”. *38th IAHR World Congress*. 11.
- Aydin, M.C., Isik, E., Ulu, A.E. (2019). “Numerical Modeling of Spillway Aerators in High-head Dams”. *Applied Water Science, Springer International Publishing*. v. 10, n. 1, 1–9.
- Aydin, M.C., Ozturk, M. (2009). “Verification and Validation of a Computational Fluid Dynamics (CFD) Model for Air Entrainment at Spillway Aerators”. *Canadian Journal of Civil Engineering*. v. 36, n. 5, 826–836.
- Aydin, M.C., Ulu, A.E., Karaduman, Ç. (2019). “Investigation of Aeration Performance of Ilisu Dam Outlet Using Two-phase Flow Model”. *Applied Water Science, Springer International Publishing*. v. 9, n. 4, 1–13.
- Bayon-Barrachina, A., Lopez-Jimenez, P.A. (2015) “Numerical Analysis of Hydraulic Jumps Using OpenFOAM”. *Journal of Hydroinformatics*. v. 17, n. 4, 662–678.
- Boller, F. (2006). “Experimental Investigation of Air Circulation Patterns in Classical Hydraulic Jumps”. *International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures*.
- Carvalho, R.F., Beg, M.N.A., Lopes, P.M. (2019). “Experimental and Numerical Characterisation of a Jet Impingement on a Pool”. *38th IAHR World Congress - "Water: Connecting the World"*. v. 38, 3487–3494.

- Faria, T.M.G.A.** (2014). “Modelação Numérica de Escoamentos sobre Descarregadores em Degraus”. 92 p. Tese (Mestrado) — *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.
- Heller, V.** (2011). “Scale Effects in Physical Hydraulic Engineering Models”. *Journal of Hydraulic Research*. v. 49, n. 3, 293–306.
- Kobus, H.** (1984). “Local Air Entrainment and Detrainment”. *Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*.
- Lima, A.C.d.M.** (2003). “Caracterização da Estrutura Turbulenta em Escoamentos Aerados em Canal de Forte Declividade com Auxílio de Técnicas de Velocimetria a Laser”. 421 p. Tese (Doutorado) — *Escola de Engenharia de São Carlos*.
- Lima, A.C.d.M., Schulz, H.E., Gulliver, J.S.** (2008). “Air Uptake Along the Lower Nappe of a Spillway Aerator”. *Journal of Hydraulic Research*. v. 46, n. 6, 839–843.
- Pfister, M., Chanson, H.** (2012). “Scale Effects in Physical Hydraulic Engineering Models by Valentin Heller”. *Journal of Hydraulic Research*. v. 50, 244–246.
- Pinto, N.L.d.S.** (1911). “Prototype Aerator Measurements. In Air Entrainment in Free-Surface Flows”. Edited by I.R. Wood. A. A. Balkema Publications, 115–130.
- Pinto, N.L.d.S., Neidert, S.H.** (1982). “Model Prototype Conformity in Aerated Spillway Flow”. *Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures I*. 273–284.
- Pinto, N.L.d.S., Neidert, S.H.** (1983). “Evaluating Entrained Air Flow Through Aerators”. *Water Power & Dam Construction*. v. 35, n. 8, 40–42.
- Pinto, N.L.d.S.; Neidert, S.H., Ota, J.J.** (1982a). “Aeration at High Velocity Flows. Water”. *Power & Dam Construction*. v. 34, n. 2/3, 34–38, 42–44.
- Pinto, N.L.d.S., Neidert, S.H., Ota, J.J.** (1982b). “Prototype and Laboratory Experiments on Aeration at High Velocity Flows”. *Water Power & Dam Construction*. 24.
- Tassinari, L.C.d.S., GuzzonSanagiotto, D., LudtkeLauffer, L., Marques, M.G., Neto, E.F.T.** (2018). “Efeitos de Escala em Escoamentos sobre Vertedouros em Degraus: Investigação Numérica e Computacional”. *XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica*, 12.
- Terrier, S.C.O.** (2016). “Hydraulic Performance of Stepped Spillway Aerators and Related Downstream Flow Features”. 338 p. Tese (Doutorado) — *École Polytechnique Fédérale de Lausanne*.
- Torres, C., Borman, D., Sleight, A., Neeve, D., Pepper, A.** (2018). “Investigating Scale Effects of a Hydraulic Physical Model with 3D CFD. Smart Dams and Reservoirs”. *Proceedings of the 20th Biennial Conference of the British Dam Society*. 89–101.
- Yang, J., Teng, P., Zhang, H.** (2019). “Experiments and CFD Modeling of High-Velocity Two-phase Flows in a Large Chute Aerator Facility”. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, v. 13, n. 1, 48–66.

DEFINIÇÃO FÍSICA E ESTATÍSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS LATERAIS DE VERTEDOUROS EM DEGRAUS COM 1V:1H

¹Idelfonso Oliveira Silva, ²André Luiz Andrade Simões,
³Harry Edmar Schulz e ⁴Rodrigo de Melo Porto

^{1,2}Escola Politécnica da UFBA, Brasil; ³Hydro-Engineering Solutions (Hydro-LLC), Auburn, Alabama, USA; ⁴Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

idelfonso.o.silva@gmail.com, andre.simoes@ufba.br, hschulz@hydro-engineering.net, rodrigo@sc.usp.br

RESUMO:

O dimensionamento dos muros laterais de canais em degraus empregados como parte do sistema extravasor é essencial para a segurança de barragens, uma vez que o extravasamento lateral pode resultar em erosões e consequentes danos estruturais. Nesse contexto, o presente trabalho propõe uma formulação empírica para o fator de segurança, relacionando-o à probabilidade de ocorrência de alturas instantâneas maiores ou iguais a 1,20 vezes a altura média. A equação proposta foi desenvolvida a partir de dados obtidos com sensor ultrassônico de deslocamentos, cuja natureza dos valores medidos foi explicada a partir da análise de dados obtidos com uma filmagem a 60 quadros por segundo, capaz de mostrar a existência de gotas e estruturas turbulentas alongadas que se projetam para cima, a partir do escoamento principal. Empregando a distribuição empírica de probabilidades acumuladas, constatou-se que 44,4% das alturas de escoamento instantâneas são maiores que a altura média, condição que aponta para a necessidade de adoção de um fator de segurança em metodologias que empreguem a altura média para o dimensionamento dos muros laterais. A análise dos dados demonstrou também que as posições longitudinais onde ocorrem as distribuições com valores máximos de probabilidade encontram-se situadas sobre o ponto de início da aeração ou a jusante dele, sendo tais localizações aproximadamente coincidentes com as das máximas intensidades turbulentas.

ABSTRACT:

The design of the side walls of stepped spillways is essential for the safety of dams, since lateral overflow can result in erosion and consequent structural damage. In this context, the present work proposes an empirical formulation for the safety factor, relating it to the probability of occurrence of instantaneous heights greater than or equal to 1.20 times the average height. The proposed equation was developed from data obtained with an ultrasonic displacement sensor, whose nature of the measured values was explained from the analysis of data obtained with a filming at 60 frames per second, capable of showing the existence of drops and elongated turbulent structures that project upwards from the main flow. Using the empirical cumulative distribution, it was found that 44.4% of the instantaneous flow depth are greater than the average height, a condition that points to the need to adopt a safety factor in methodologies that use the average depth for the design of side walls. The data analysis also showed that the longitudinal positions where the distributions with maximum probability values occur are located on the inception point of aeration or downstream of it, being such locations approximately coincide with those of the maximum turbulent intensities.

PALAVRAS-CHAVE: *fator de segurança; muros laterais; vertedouros em degraus.*

INTRODUÇÃO

A frequência de adoção de sistemas extravasores de barragens com o canal de queda em degraus ou, simplesmente, de vertedouros em degraus, aumentou significativamente desde o início do uso de concreto compactado a rolo para a construção de barragens. Como consequência, desde o trabalho de Sorensen (1985), diversos estudos experimentais, numéricos e teóricos têm sido conduzidos sobre o tema. Uma revisão desses trabalhos aponta para a existência de um objetivo geral comum, que é o conhecimento das características dos escoamentos em vertedouros em degraus para que os projetos sejam desenvolvidos com segurança.

Entre as pesquisas realizadas e publicadas desde 1985 até 2021 encontram-se metodologias e equações para a previsão de características dos escoamentos. Os modelos matemáticos empregados incluem o uso da equação diferencial do escoamento permanente gradualmente variado, como pode ser visto em Tozzi (1992), com equações empíricas para o cálculo do fator de resistência da equação de Darcy-Weisbach, f , equações empíricas desenvolvidas para o cálculo de alturas de escoamento não aerado e aerado e o uso da dinâmica dos fluidos computacional sob o ponto de vista euleriano (ARANTES, 2007) e lagrangiano (NÓBREGA *et al.*, 2021).

A posição da superfície livre, aerada ou não, oscila para cima e para baixo com a ocorrência de ondas, volumes líquidos ejetados sob a forma de gotas ou com estruturas turbulentas disformes. Nas abordagens dos trabalhos citados, além de outros sobre o tema, as metodologias possibilitaram o cálculo de alturas médias, não prevendo esse comportamento turbulento, com suas flutuações em torno da média e, conseqüentemente, as alturas instantâneas. Segundo Boes e Minor (2000), a água acima da profundidade h_{90} (altura de escoamento para a qual a fração volumétrica de ar é igual a 90%) se converte em *spray*, que pode formar nevoeiros ou pistas cobertas com gelo em regiões com a ocorrência de baixas temperaturas, favorecendo a ocorrência de acidentes de trânsito, sendo esse um exemplo que evidencia a necessidade de conhecimento sobre as oscilações descritas. De acordo com Boes (2000), a altura h_{95} é aproximadamente 12% maior que h_{90} e, a altura h_{99} é aproximadamente igual a $1,40h_{90}$. Com base nesses resultados, Boes e Minor (2000) sugerem o uso da equação 1 para o dimensionamento dos muros laterais, empregando os seguintes valores para o fator de segurança, η : se o canal de queda em degraus estiver situado em uma barragem de terra propensa a erosões, os autores recomendam $\eta = 1,50$. Para canais em barragens de concreto, Boes e Minor (2000) recomendam $\eta = 1,20$ devido ao baixo risco de erosões.

$$h_{muros} = \eta h_{90}, \quad [1]$$

em que h_{muros} é a altura dos muros, perpendicular ao pseudo fundo definido pelo alinhamento das arestas dos degraus.

Simões *et al.* (2013), com base em resultados experimentais obtidos com um sensor ultrassônico de deslocamentos, apresentaram equações para o cálculo de alturas máximas que compõem o perfil médio temporal da superfície livre em um canal em degraus com 1V:1H. Os referidos autores indicam que a altura máxima instantânea é aproximadamente igual a $1,01h_c$, em que h_c = altura crítica, para as condições experimentais estudadas.

Conhecer o comportamento físico e estatístico do fator de segurança é essencial para a realização de dimensionamentos capazes de evitar extravasamentos laterais que venham a comprometer a estrutura. O presente trabalho teve como objetivo a determinação de uma formulação empírica para o fator de segurança voltado ao dimensionamento dos muros laterais de vertedouros em degraus, com base no cálculo das probabilidades vinculadas às estruturas turbulentas que ocorrem delimitadas pela superfície livre e que resultam em alturas detectadas por sensor ultrassônico de deslocamento e filmagem de alta velocidade.

MATERIAIS E MÉTODOS

Os dados experimentais empregados neste trabalho foram obtidos em um canal com o fundo em degraus com largura $b = 0,20$ m, inclinado a 45° em relação a horizontal e com extensão total de 5 m. Os degraus têm altura do espelho, s , igual ao comprimento do piso, l , $s = l = 5$ cm, construídos em PVC. A condição de entrada é ilustrada com a Figura 1, composta por uma comporta plana, inclinada e sob pressão, conforme descrito por Simões (2012). As alturas de escoamento instantâneas analisadas no presente trabalho foram medidas com o uso de um sensor ultrassônico de deslocamentos ligado a um computador, para a vazão específica $q = 0,133$ m²/s. O sensor foi posicionado na parte central do canal em relação à largura, fixado a um aparato móvel, como na Figura 1. Como metodologia, conforme descrito por Simões (2012), foram realizadas medições durante 120 s, com taxa de amostragem de 50 amostras por segundo, para cada posição ao longo do canal, desde sua posição inicial junto à comporta até a posição de 3,44 m.

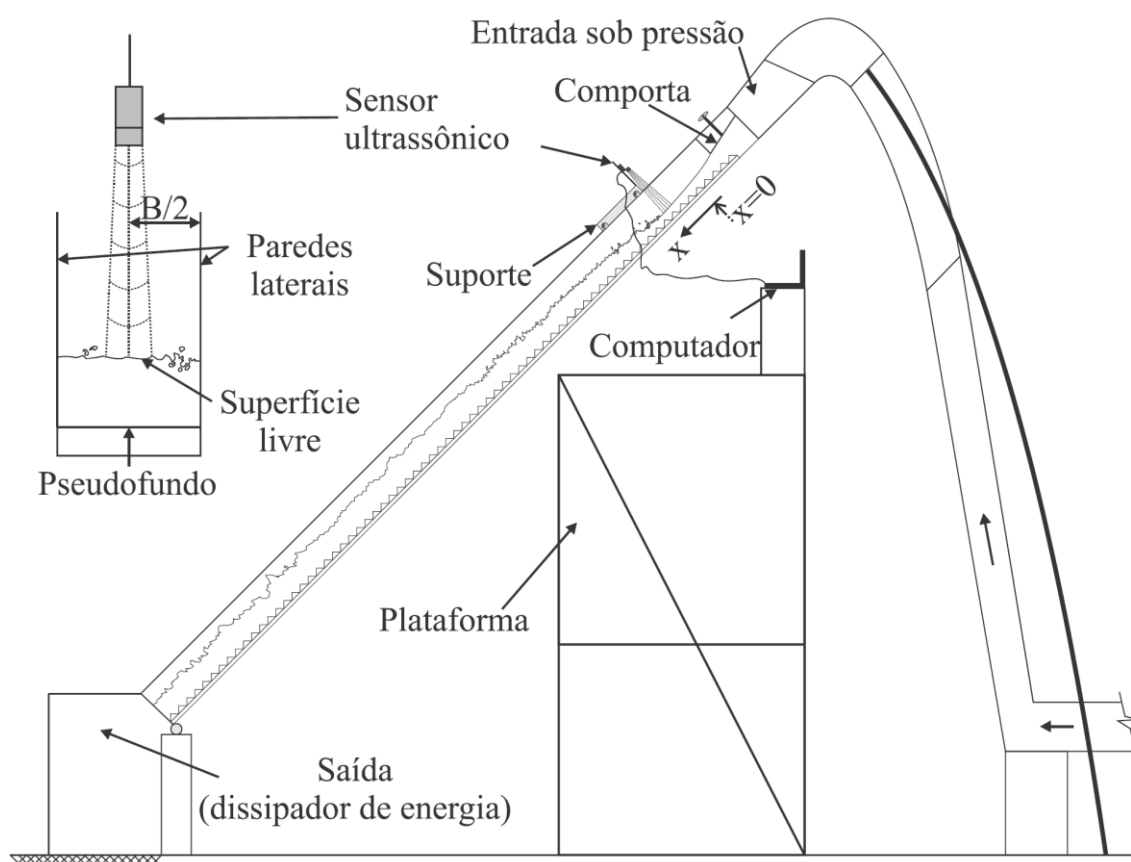


Figura 1.- Desenho do canal em degraus empregado na pesquisa experimental.

Fonte: Simões (2012).

Além dos dados obtidos com o ultrassom, foram analisadas 172 fotografias extraídas de um vídeo gerado com 60 fps, a partir da parede lateral de acrílico do canal, na região aerada do escoamento e para a mesma vazão específica $q = 0,133$ m²/s. Para cada fotografia, foram obtidas 21 alturas diferentes, totalizando 3612 dados. Durante a filmagem o escoamento foi iluminado com um estroboscópio, tornando possível a captura de imagens instantâneas da superfície livre.

A escolha da frequência do estroboscópio foi realizada de forma manual e empírica, com o intuito de possibilitar o registro de imagens das estruturas turbulentas mais alongadas observadas durante o experimento. Alguns exemplos são apresentados na Figura 2, junto com as marcações

adotadas para a medição das alturas de escoamento ou posições de gotas ejetadas a partir da superfície livre. As marcações em vermelho correspondem à posição das referidas estruturas, considerando a distância perpendicular ao pseudo fundo. Os dados obtidos de tal maneira foram medidos em software de desenho técnico e calibrados com a escala fixada no canal. Destaca-se que detecção de gotas nas fotografias foi realizada comparando-se duas ou mais imagens sequenciais pertencentes ao vídeo. Se um conjunto de gotas permanece com um padrão geométrico estático em duas ou mais fotografias, trata-se de gotas aderidas à parede lateral, sendo descartadas das medições de alturas. As quatro fotografias apresentadas na Figura 2 ilustram essa condição de gotas aderidas à parede de acrílico do canal. Se a gota identificada na fotografia não apresenta esse padrão, a mesma é considerada para a medição da altura. As imagens do vídeo obtido por Simões (2012) produziram dados inéditos apresentados no presente trabalho.

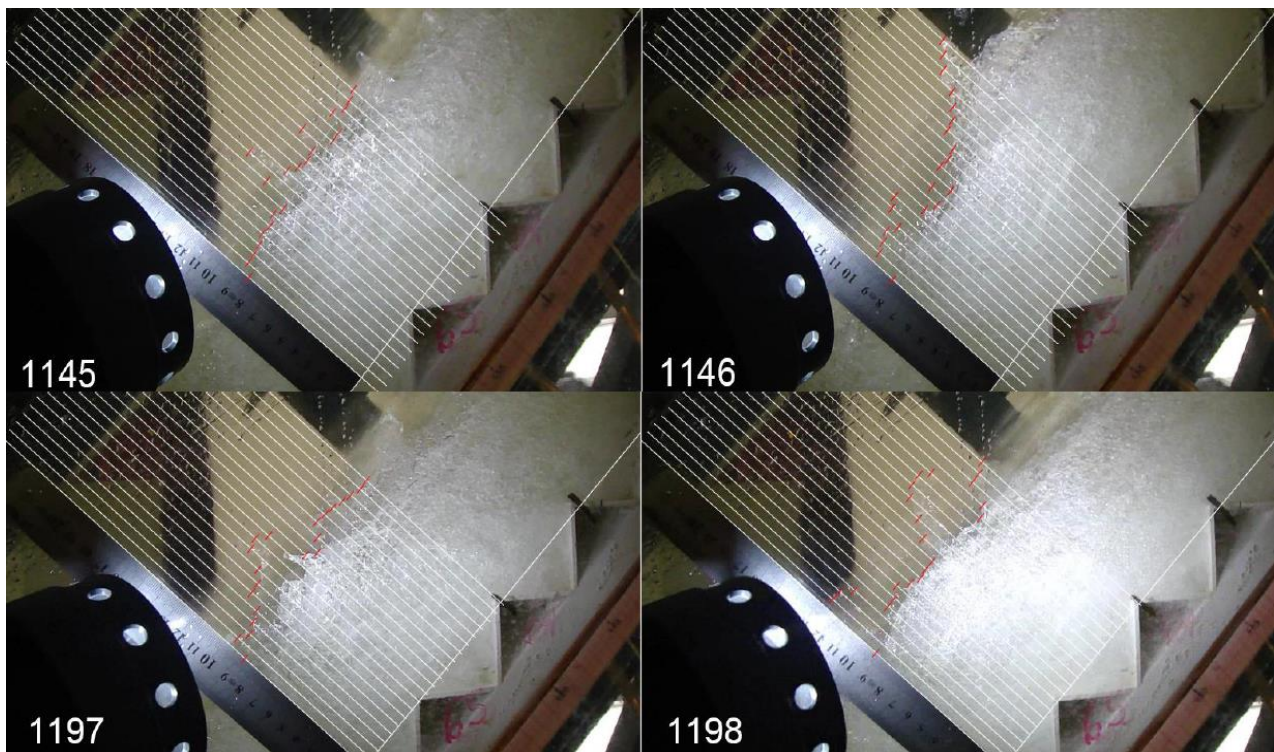


Figura 2.- Fotografias extraídas do vídeo e marcações para determinação das alturas máximas.

RESULTADOS

Durante a realização dos experimentos, a obtenção dos dados com o ultrassom não ocorreu de forma simultânea à filmagem. Destaca-se também que as frequências de aquisição de dados são diferentes, ou seja, 50 Hz para o ultrassom e 60 Hz para a filmagem. Desse modo, a comparação entre os dados obtidos com o ultrassom e com o filme tem como objetivo a realização de uma análise qualitativa para avaliação da seguinte hipótese: a instrumentação que utiliza o ultrassom é capaz de capturar a posição de gotas ejetadas, bem como de estruturas turbulentas alongadas voltadas para cima e originadas a partir do escoamento principal. Como as medições não foram simultâneas e apresentam frequências de aquisição de dados diferentes, o eixo temporal foi normalizado com o tempo máximo de cada metodologia, para facilitar uma comparação gráfica qualitativa entre os dados, embora essa normalização não seja estritamente necessária. As alturas de escoamento instantâneas, h , foram adimensionalizadas com a altura crítica, conforme Figura 3. Os dados apresentados na Figura 3 indicam que os pontos máximos obtidos com o ultrassom correspondem às estruturas turbulentas e

gotas observadas com as fotografias extraídas do filme. A distribuição dos pontos mostra a ocorrência menos frequente de estruturas mais altas que a altura crítica. Ademais, destaca-se que a análise conjunta de fotografias e dados medidos com o ultrassom demonstra a capacidade do sensor ultrassônico em capturar a posição da superfície livre turbulenta, em seu cone de medição, incluindo as estruturas turbulentas mencionadas.

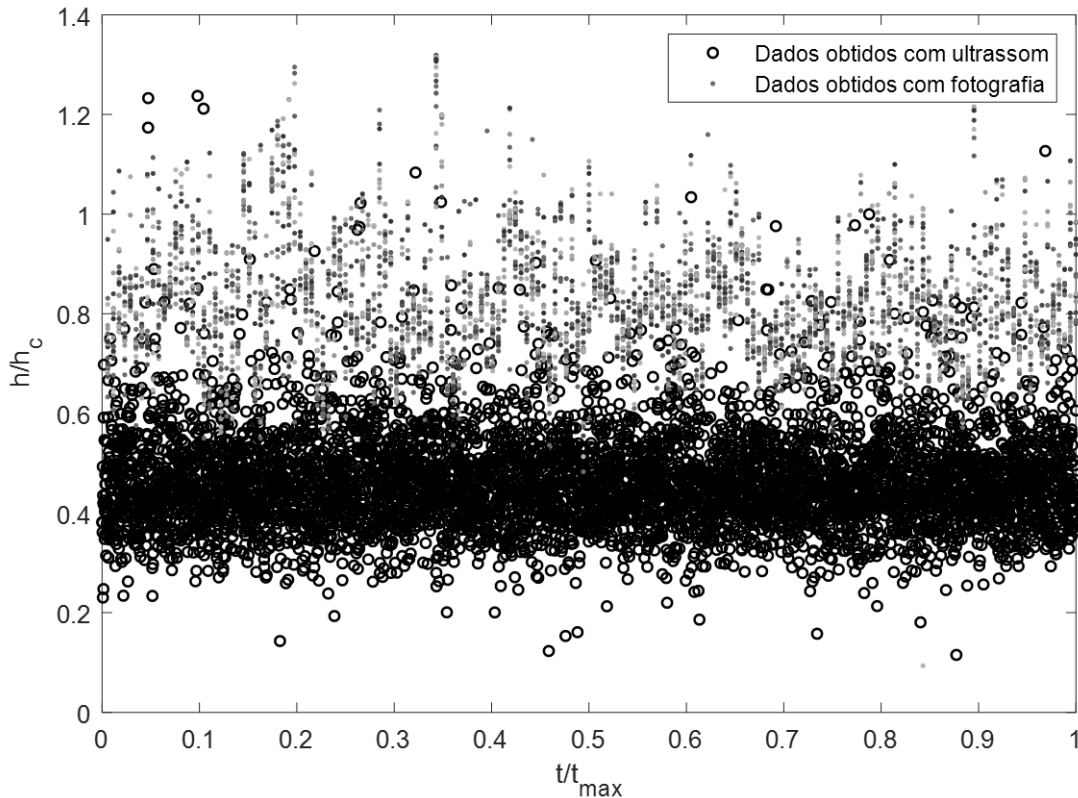


Figura 3.- Dados obtidos com as fotografias e com o ultrassom para a seção de escoamento aerado.

Considerando a coerência entre os dados observados com fotografias e os medidos com o ultrassom, os dados obtidos com o sensor ultrassônico foram empregados para o cálculo das frequências relativas ou probabilidades normalizadas, $p(h/h_m)$, e a distribuição empírica de probabilidades acumuladas, $F(h/h_m)$, como pode ser visto nas Figuras 4a,b. Nesses cálculos, a altura h_m , calculada como a média dos dados obtidos com o ultrassom, foi utilizada para gerar o adimensional h/h_m , sob a hipótese de representar a altura média geralmente empregada nas metodologias de dimensionamento.

Os dados obtidos por Simões (2012) com o ultrassom foram analisados no presente trabalho e os cálculos mostram que 44,4% das alturas de escoamento medidas são maiores que h_m , condição que justifica a necessidade de um coeficiente de segurança.

Considerando os valores maiores que $h/h_m = 1,20$, a probabilidade de ocorrência é $p = 0,143$, ou seja, 14,3% dos dados estão acima de $h = 1,20h_m$. Para $h/h_m = 1,50$, a probabilidade de ocorrência é $p = 0,023$, ou apenas 2,3% das profundidades devem ocorrer acima de $h = 1,50h_m$ representando, portanto, um baixo risco de extravasamento pelos muros laterais. Considerando os valores acima de $h/h_m = 1,00$ iguais a $h/h_m = 1,20$, $h/h_m = 1,40$, $h/h_m = 1,50$ e $h/h_m = 1,60$, observou-se que as distribuições acumuladas de probabilidades com os valores máximos de p ao longo do canal **não** ocorrem no final deste, que é a posição de escoamento aerado quase uniforme, segundo dados de Simões (2012). Para a realização dessa análise foram empregadas 40 posições ao longo do canal (em x), totalizando 240000 dados analisados para a vazão de trabalho já citada.

As posições onde ocorrem as distribuições com valores máximos de p localizam-se sobre o ponto de início da aeração ou a jusante dele. Fisicamente, neste ponto (ou seção) do escoamento o ar

passa a ser engolfado pela água, sendo incorporado no escoamento na forma de bolhas e gerando uma mistura que recebe o nome técnico de “água branca”. Este engolfamento ocorre porque os movimentos turbulentos existentes na camada limite de fundo atingem a superfície, deformando-a intensamente e permitindo assim a captura do ar.

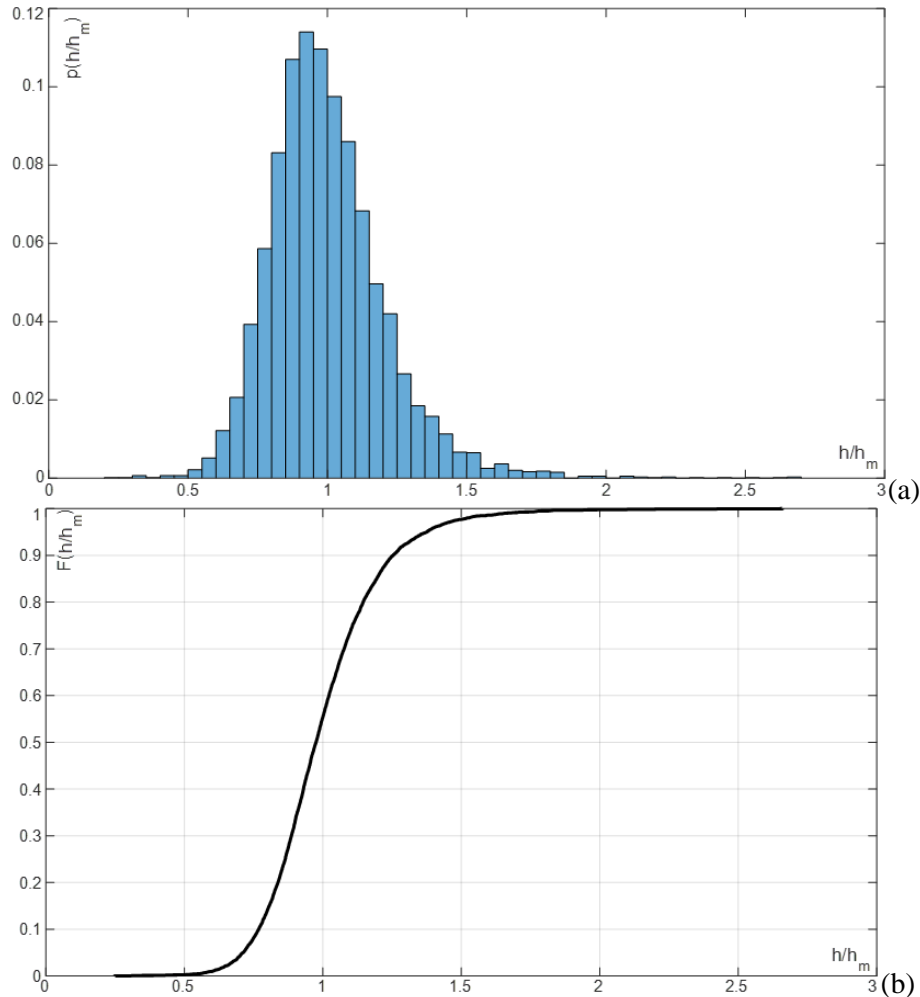


Figura 4. - Distribuição normalizada de probabilidade para a altura de escoamento adimensionalizada com a altura média, a partir de dados obtidos com o sensor ultrassônico (a) e distribuição acumulada de probabilidades para os mesmos dados (b), na posição $x = 3,44$ m, região de escoamento aerado.

Indicando L_A como a posição x onde ocorre o início da aeração, registrada no trabalho de Simões (2012), o eixo adimensional $(x - L_A)/h_c$ foi definido para transladar a origem da formulação para este ponto. A partir dessa definição, as distribuições que contêm os valores máximos de p foram determinadas: $(x - L_A)/h_c = 0$, para $h/h_m = 1,00$ (ou seja, sem flutuações em média); $(x - L_A)/h_c = 6,98$, para $h/h_m = 1,20$ e $h/h_m = 1,50$; $(x - L_A)/h_c = 6,16$, para $h/h_m = 1,40$; $(x - L_A)/h_c = 8,62$, para $h/h_m = 1,60$. O valor médio de $(x - L_A)/h_c$ para as condições $h/h_m = 1,20$; $1,40$; $1,50$ e $1,60$ foi de $(x - L_A)/h_c = 7,19$, enquanto que o valor médio para as condições $h/h_m = 1,20$; $1,40$ e $1,50$ foi de $(x - L_A)/h_c = 6,71$. Comparando estes resultados com a seção do canal da qual ocorre a máxima intensidade turbulenta vertical, w' , definida pela a equação 2, observa-se proximidade entre as posições das seções dos dois fenômenos, sendo que, para w'_{max} , a posição $(x - L_A)/h_c$ se localiza entre $5,75$ e $6,16$, como indicado na Figura 5, que relaciona os adimensionais $w^* = w'/w'_{max}$ e $(x - L_A)/h_c$, em que w'_{max} = valor máximo de w' .

$$w' = \sqrt{(w - \bar{w})^2}, \quad [2]$$

A velocidade vertical instantânea foi definida como $w = dh/dt$, isto é, como a taxa de variação temporal das alturas de escoamento medidas com o ultrassom, h . Tem-se ainda que \bar{w} = média temporal de w .

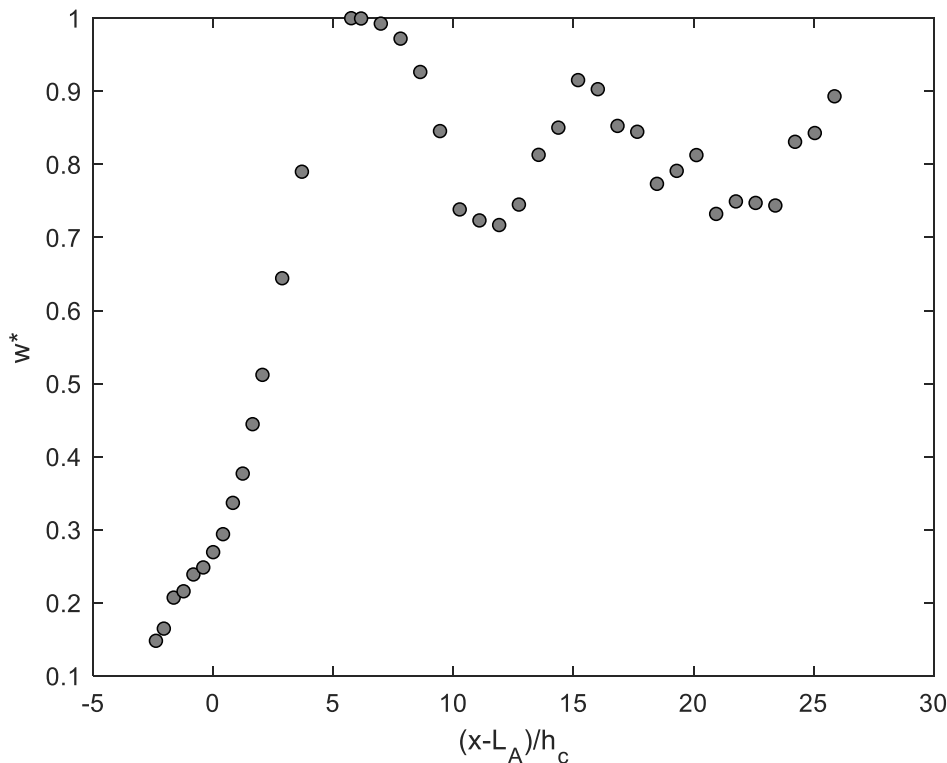


Figura 5. - Intensidade turbulenta vertical, $w^* = w'/w'_{max}$, ao longo do escoamento.

Visando a simplificação de notação, utiliza-se aqui $\eta^* = h/h_m$, modificando a equação 1 para considerar na prática a profundidade média do escoamento. Observou-se que para $1,2 \leq \eta^* \leq 1,50$ houve maior coincidência entre os dados de profundidade e de intensidade turbulenta. Para este intervalo de η^* os valores de p se distribuem de tal maneira que foi possível relacionar p e η^* por meio da equação 3, com coeficiente de correlação igual a 0,998 e erro relativo máximo igual a 1,01%, em relação aos dados que a originaram. Nas equações 3 e 4, η^* é o fator de segurança proposto, definido com os valores máximos de p situados nas proximidades da localização de máxima intensidade turbulenta vertical, obtidas a partir das velocidades $w = dh/dt$. Destaca-se que esse fator de segurança não é necessariamente o mesmo indicado na equação 1, uma vez que a sua definição não utiliza informações sobre a fração volumétrica de ar (na prática da engenharia é mais comum utilizar-se a profundidade média, como aqui feito). As equações 3 e 4 têm a sua validade ainda restrita ao intervalo $0,02167 < p < 0,1456$ e às condições geométricas descritas neste estudo, mas introduzem cálculos inéditos realizados no presente trabalho e que podem ser estendidos para outras situações de trabalho. Os presentes resultados baseiam-se nos dados medidos por Simões (2012) e espera-se que a metodologia seja aplicada em diferentes situações para ampliar o seu espectro de aplicação.

$$\eta^* = 0,896p^{-0,151}, \quad [3]$$

$$h_{muros} = 0,896p^{-0,151}h_m. \quad [4]$$

Vale mencionar que as equações 3 e 4 permitem ao projetista justificar sua escolha com uma base estatística direta (probabilidade de extravasamento, expressa por p), a qual pode ser correlacionada com as condições topográficas e geológicas do terreno em volta da obra a ser construída.

CONCLUSÕES

O presente trabalho propôs uma formulação empírica para o coeficiente de segurança definido a partir da probabilidade de ocorrência de alturas instantâneas iguais ou maiores que a altura média do escoamento. No estudo experimental que serviu de base à metodologia proposta, foram obtidos dados instantâneos medidos com um equipamento que localiza a superfície da água a partir de ultrassom. Os dados experimentais obtidos para o escoamento em um canal com declividade de 45° mostram que 44,4% das alturas medidas com o ultrassom encontram-se acima da altura média, condição que demonstra, sob um ponto de vista estatístico, a necessidade de uso de um fator de segurança para os muros laterais de canais com o fundo em degraus. Os dados analisados indicam que a posição de maiores intensidades turbulentas verticais, situada a jusante do ponto de início da aeração, ocorre na região de maior frequência de alturas de escoamento acima de $1,2h_m$, $1,4h_m$ e $1,5h_m$. Para trabalhos futuros, sugere-se relacionar os dados obtidos com ultrassom às grandezas h_{90} , h_{95} e h_{99} , bem como para outras condições geométricas do canal (declividade, por exemplo) para que sejam conhecidas as probabilidades atreladas aos valores de η^* propostos.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pela bolsa de Iniciação Científica do primeiro autor. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de financiamento 001.

REFERÊNCIAS

- Arantes, E. J. (2007).** Caracterização do escoamento sobre vertedouros em degraus via CFD. 206 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- Boes, R.M. (2000).** Two-phase flow and energy dissipation on cascades” [Zweiphasenströmung und Energie umsetzung an Grosskaskaden], Doctoral Dissertation (Dr. sc. techn.), ETH Zurich, Switzerland.
- Boes, R.M.; Minor, H.E. (2000).** *Guidelines for the hydraulics design of stepped spillways*. Proc. Int. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways, VAW, ETH, Zurich. Balkema Rotterdam, pp. 163-170.
- Nóbrega, J.D.; Matos, J.; Schulz, H.E.; Canelas, R.B. (2020).** “Smooth and Stepped Spillway Modeling Using the SPH Method”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2020, 146(8).
- Simões, A. L. A. (2012).** Escoamentos turbulentos em canais com o fundo em degraus: Resultados experimentais, soluções numéricas e proposições teóricas. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- Simões, A.L.A.; Schulz, H. E.; Porto, R. M.; Gulliver, J.S. (2013).** “Free-surface profiles and turbulence characteristics in skimming flows along stepped chutes”. *Journal of Water Resource and Hydraulic Engineering*. Mar. 2013, Vol. 2 Iss. 1, pp. 1-12.
- Sorensen, R.M. (1985).** “Stepped spillway hydraulic model investigation”. *Journal of Hydraulic Engineering*, v.111, n.12, p. 1461-1472. Dec..
- Tozzi, M.J. (1992).** Caracterização/comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus. 1992. 302 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

ANALYSIS OF DISCHARGE ESTIMATION METHODS FOR SUBMERGED CONTROLLED FLOW ON SPILLWAY

Fernanda Hiromi Scheffer Yamakawa¹, Marcelo Luiz Noriller¹, Iversom dos Santos Castro¹ and Raquel Sayuri Omoto Takeda²

¹Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (Cehpar/Lactec), Brazil

²Copel Geração e Transmissão S.A., Brazil

fernanda.hiromi@lactec.org.br, marcelo.noriller@lactec.org.br, iversom.castro@lactec.org.br, raquel.takeda@copel.com

ABSTRACT:

Different configurations for hydropower plants have been considered regarding the great potential of Brazilian rivers, where there is a large flow rate, yet low heads of water are available. For this reason, lately it became necessary to evaluate flow conditions on low-head spillways, which frequently may be subject to submergence effects. In this study, it was presented a review of different approaches for estimating submerged controlled flow, including criteria for distinguishing it from free controlled flow. Analysis of experimental data showed that the methodology recommended by the U. S. Army Corps of Engineers is a consistent approach, as it relies on basic information (upstream energy head, tailwater elevation and discharge measurements) and, for that reason, can be applied to complex geometries such as submerged radial-gated spillways. Nevertheless, the range of available data is not enough for prediction of submerged discharge coefficients, especially if different scenarios are being evaluated.

KEY WORDS: *Submerged discharge coefficient; Hydraulic model; Radial gate.*

INTRODUCTION

For hydropower plants, it is usual to select sites characterized by narrow and high valleys, aiming for the smallest reservoir wet area. However, as described by Dettmer (2013), different configurations have been considered regarding the great potential of Brazilian rivers, where there is a large flow rate, yet low heads of water are available.

Therefore, lately it became necessary to evaluate flow conditions on low-head spillways, which may be distinguished as free and submerged, depending on the tailwater elevation. Flow conditions, either free or submerged, may also be classified as controlled or not. Identifying the free or submerged flow condition and the threshold between the two regimes is still a subject of study, as reported by Byjankhan et al. (2011).

Discharge estimation varies for each of the flow conditions and, due to a great number of variables that affect the flow patterns, including spillway, piers and gate geometries, gate opening, reservoir and tailwater elevation, there is not a general equation providing the discharge flow.

Studies focusing on discharge estimation for low-head spillways are not recent and different considerations, methods and equations are available, as presented by Collins (1977), Buyalski (1983), Clemmens et al. (2003), Wahl (2005), Bijankhan et al. (2013) and Guo et al. (2021). Some studies present flow characteristics for gates used in a rectangular channel with a width of the same as the gate, a flat bottom and a discharging jet supported by the flat floor. As observed by Clemmens et al. (2003), this rarely occurs in practice.

In this study, a review of different approaches for calibrating submerged controlled flow and an analysis of experimental data considering a radial-gated spillway is presented.

THEORY

According to Rhone (1959), the earliest recorded use of a radial gate was by French engineer Poiree on the Seine River in 1858. Later, in 1886, the radial gate was patented in the United States and became widely used as a control structure at the crest of spillways, irrigation and navigation canals. For that matter, there is a significant amount of information regarding this subject from the U. S. Army Corps of Engineers and the Bureau of Reclamation.

Gates controlling navigation canals may operate at free or submerged flow conditions due to tailwater elevations, as shown in Figure 1.

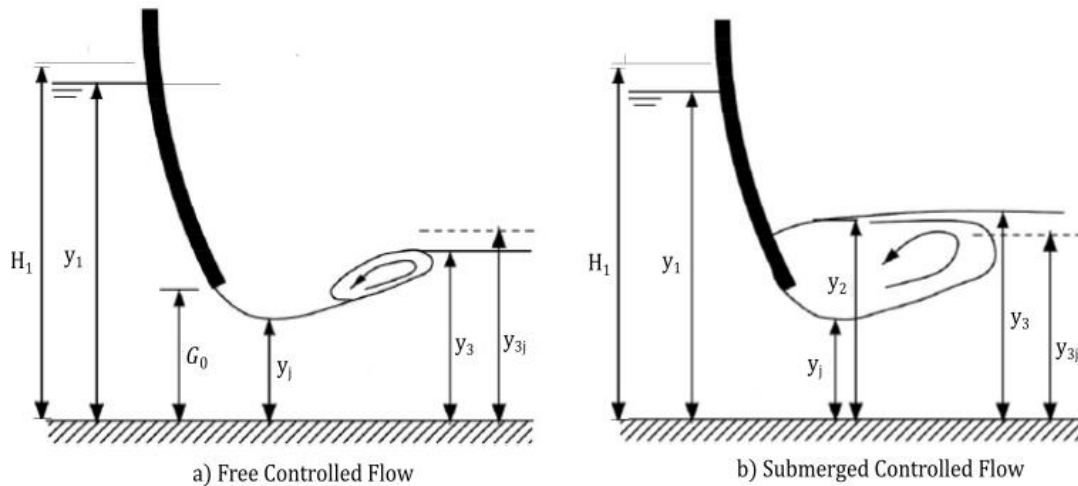


Figure 1.- Definition Sketch of Radial Gate-Controlled Flow, after Guo et al. (2021)

Controlled Flow Conditions

Distinction between free and submerged controlled flow is different among researchers. Grace Jr. (1964) stated in his work that the distinction between flow conditions was made by the degree of submergence. The study presented ratios of upstream energy head to gate opening (H_1/G_0) plotted against ratios of tailwater to upstream energy head (y_3/H_1) and an adjusted curve separating the two conditions, but it is not clear what was the actual criteria to define this threshold.

U.S. Army Corps of Engineers's software River Analysis System (HEC-RAS) uses a similar criterion for distinguishing flow conditions. According to Brunner (2010), HEC-RAS considers that submergence begins to occur when the ratio of tailwater (y_3/H_1) is greater than 0,67 and is total when ratio reaches the value of 0,80.

Collins (1977) presented a much simpler relation and stated the ratio of tailwater to gate opening (y_3/H_1) as the threshold condition for the distinguishing between submerged controlled flow ($y_3 \geq G_0$) and free controlled flow ($y_3 < G_0$).

Bos (1976) declared that free controlled flow occurs if the hydraulic jump does not submerge the jet *vena contracta*. For this analysis, it is necessary to determine the corresponding conjugate depth (y_{3j}) to the *vena contracta* depth (y_j) using the classical hydraulic jump equation [1]. For a free controlled condition, the tailwater depth (y_3) must be lower than y_{3j} .

$$y_{3j} = y_j \left[\sqrt{1 + 16 \left(\frac{H_1}{y_j} - 1 \right)} - 1 \right] \quad [1]$$

The *vena contracta* depth ($y_j = \delta G_0$) may be estimate from contraction coefficients, which may assume different values depending on the reference. Clemmens et al. (2003) remarked that determining the free surface configuration downstream from the gate is a complex task, even for free flow. The difficult is defining the contraction coefficient. Henderson (1996) suggested using values varying from 0,61 to 1,00 and Wahl (2005) presented the following relationship, valid for gate angles (θ) smaller than 77° :

$$\delta = 1,001 - 0,2349\theta - 0,1843\theta^2 + 0,1133\theta^3 \quad [2]$$

Buyalski (1983) also considered a submerged controlled flow when the *vena contracta* becomes submerged, except that the condition was verified by pressure measurements along the gate lip and the channel bottom.

Recently, Guo et al. (2021) analyzed Buyalski's data differentiating the flow conditions considering, not only the submergence of the *vena contracta*, but also the parameters $X_r = (y_3 - y_{3j}) / (H_1 - y_{3j})$, $E_r = G_0 / H_1 + X_r$ and the Froude number at the *vena contracta*. This analysis led to the addition of the partially submerged controlled flow condition.

Discharge Estimation for Submerged Controlled Flow

Discharge estimation for submerged controlled flow on spillways may vary depending on the method applied. Clemmens et al. (2003), Wahl (2005) and Guo et al (2021) presented analysis based on the methodology proposed originally by Henderson (1966). Dettmer et al. (2017) applied the method recommended by the U.S. Army Corps of Engineers (1977).

Henderson (1966) proposed analyzing the case as one divided flow, in which part of the flow section is occupied by moving water and part by stagnant water. He suggested using the energy equation between sections 1 and 2 and the momentum equation between sections 2 and 3 to solve the problem. Sections were established in Figure 1-b.

The method proposed by Henderson (1966) assumes that all energy loss occurs between sections 2 and 3 and that the jet thickness remains constant during submergence. Nonetheless, according to Clemmens et al. (2003), energy loss occurs in the upstream channel as the flow approaches the gate. Besides, the authors also described that the jet thickness increases and then reduces to its free-flow thickness as the hydraulic jump goes from partially submerged to highly submerged. For that matter, they postulated an energy loss term (ξ) and a kinetic energy correction term (E_{corr}), which should be added to the energy equation, resulting in the following equation:

$$Q = \delta G_0 L \sqrt{\frac{2g(H_1 - y_2 + E_{corr})}{1 + \xi}} \quad [3]$$

where δ = contraction coefficient; G_0 = gate opening; L = gate width; g = acceleration of gravity; H_1 = upstream energy head; and y_2 = water depth at the *vena contracta*.

Also, Clemmens et al. (2003) suggested considering in the momentum equation hydrostatic forces on all walls, including the edges of the piers that separate the individual gates, weir overfall sections, and the canal walls where the cross section expands.

The U.S. Army Corps of Engineers (1977) suggested the use of the following equation, which was developed by modifying the standard orifice equation:

$$Q = C_s h_s L \sqrt{2gh} \quad [4]$$

where C_s = submerged flow discharge coefficient; h_s = tailwater above spillway crest (m); and h = difference between total energy of flow in the approach channel and elevation of tailwater with reference to the spillway crest, as shown in Figure 2.

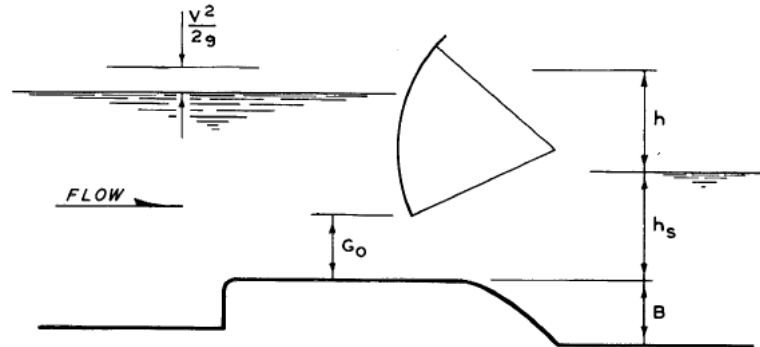


Figure 2.- Submerged Radial Gate-Controlled Flow Parameters, after U.S. Army Corps of Engineers (1977)

The U.S. Army Corps of Engineers (1977) provided design curves relating the discharge coefficient to the submergence-gate opening ratio (h_s/G_0) for different horizontal apron elevations. It is interesting to note that Grace Jr. (1964) reported that apron elevations had no effect on the discharge characteristics of submerged controlled flow. Nevertheless, when data from his work, among others, were plotted together by the U.S. Army Corps of Engineers (1977), it was possible to verify the influence of apron elevation on submerged discharge coefficients.

EXPERIMENTAL SETUP

Experimental tests were conducted at the Cehpar Hydraulic Laboratory, in Curitiba, Brazil. The model radial gate, spillway and piers were installed at a 0,90 m wide and 24 m long flume, which had an upstream tank to supply water at a constant level and an adjustable gate at the downstream end to produce submergence tailwater levels, as shown in Figure 3. The discharge was measured by three magnetic flowmeters. Upstream and tailwater levels were measured by point gauges located at 3,6 m upstream and 13,2 m downstream from the spillway crest.



Figure 3.- Isometric View of Model Setup

Spillway and piers structures were made of Plexiglas. The radial gate, made of a 0,5 mm plate of steel, was 0,72 m wide and had a radius of 1,04 m. Approach channel, stilling basin and tailrace

were set, respectively, at 0,24 m, 0,152 m and 0,072 m below the spillway crest. Stilling basin was 2,38 m long and had a 1V:2H deflector at the downstream end. Figure 4 presents a more detailed view of these structures.

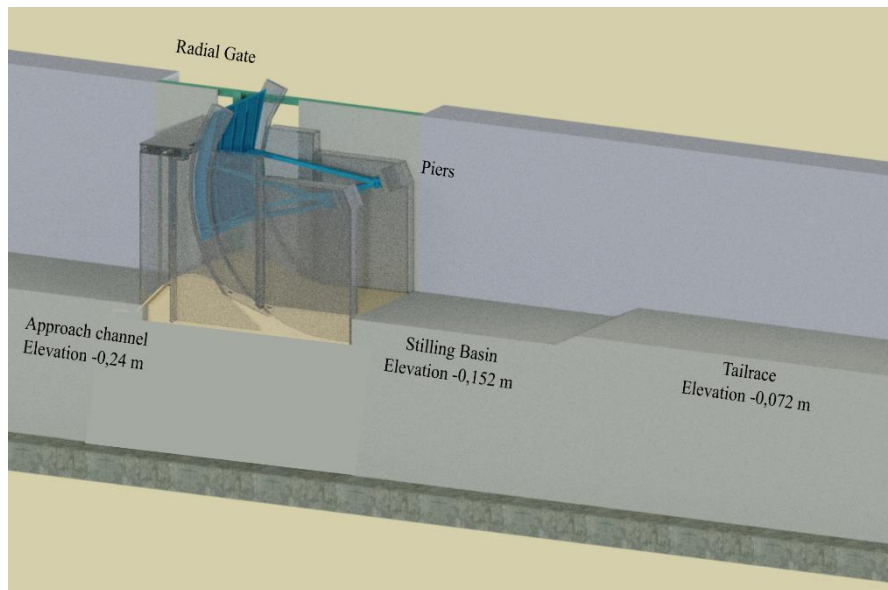


Figure 4.- Detail on the Spillway and Stilling Basin model setup.

RESULTS

For this study, discharge, upstream energy head and tailwater were measured for gate openings varying from 0,04 to 0,24 m, considering different submergences for each gate opening. Not enough measurements were made to establish the jet thickness at the *vena contracta*. It was considered the use of an empirical relation previously determined by Henderson (1966) and Wahl (2005), among others, to infer the contraction coefficient. However, the ogee spillway configuration is significantly different from the geometry used to generate those empirical relations and, for that matter, results would not be consistent. For distinguishing flow conditions, it was considered the threshold criterion defined by Collins (1977).

The solution of the energy and momentum equations proposed by Clemmens et al. (2003) requires evaluation of the contraction coefficient, loss coefficient, energy correction and depth at the *vena contracta*, which were also stated for singular scenarios.

The U.S. Army Corps of Engineers (1977) methodology, nonetheless, relies only on regular measurements of upstream energy head and tailwater level. Hence, the use of equation [4] turned out to be the better approach for the analysis of data collected from the model.

Equations of hydraulic similitude, based on Froude's law, were used for transference of model data to prototype equivalents. Figure 5 shows the comparison of the submerged discharge coefficients obtained from this study and the curve presented by the U.S. Army Corps of Engineers (1977) for a stilling basin elevation similar to the experiment. It also presents submerged discharge coefficients determined by Dettmer et al. (2017) for a stilling basin with $B = 9,0$ m and the most similar curve presented by the U.S. Army Corps of Engineers (1977).

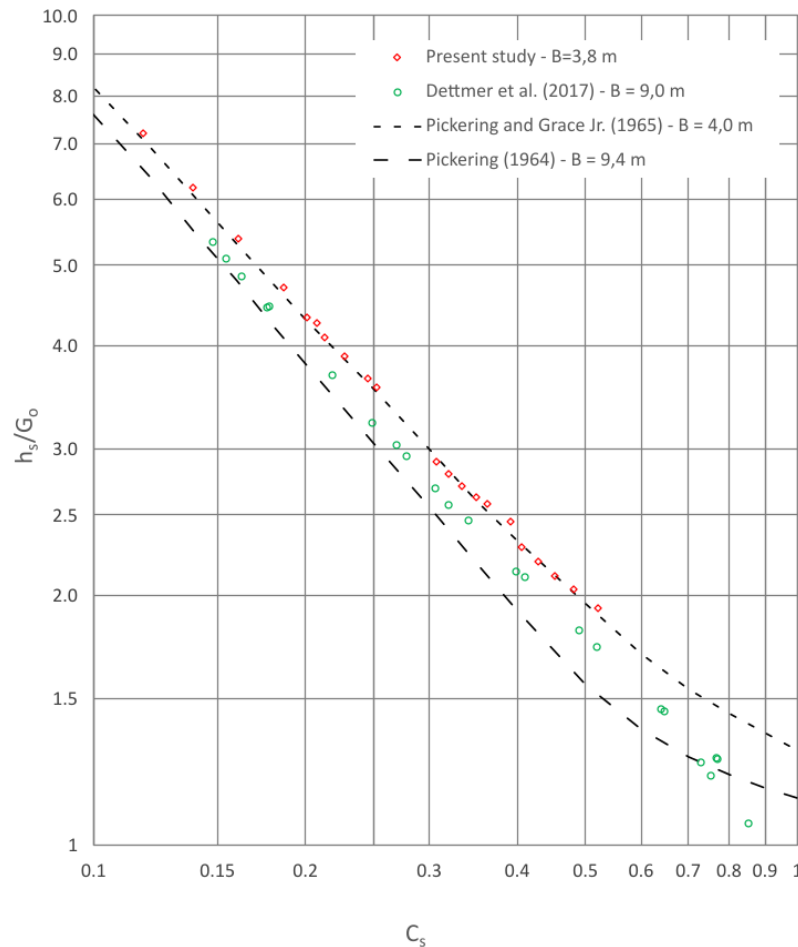


Figure 5.- Submerged Discharge Coefficient for Radial Gates

When analyzing the submerged discharge coefficients in comparison to the U.S. Army Corps of Engineers (1977) curves, it may be noticed that results obtained from this study fit adequately to the curve obtained from Pickering and Grace Jr. (1965). However, results from Dettmer et al. (2017) presented a different behavior from Pickering (1964). It may be explained from the extremely distinct spillway geometries evaluated in each study, which also presented different approach channel elevations.

FINAL CONSIDERATIONS

Although results from this study were in good agreement with curves presented by the U.S. Army Corps of Engineers (1977), showing their methodology can efficiently be used for submerged discharge calibration, the range of available data is not enough for prediction when different scenarios are being evaluated. A more complex study is necessary to understand the effects of variables such as spillway, gate and pier geometries, tailwater level measurement position and the distinction between of partially and totally submergence.

One parameter that was believed to be of no importance to the discharge submerged coefficients evaluation is the approach channel elevation. Nonetheless, the comparison of studies from Dettmer et al. (2017) and Pickering (1964) showed it may in fact interfere with results, as stilling basin elevation was similar for both experiments.

The present study reports partial results from the R&D project “PD-06491-0445/2017 – Empirical Criteria and Computational Methodology for Estimating Forces at Radial Gate Inferior Girder Subject to Hydraulic Jump Waves” (“Critério Empírico e Metodologia Computacional para

Estimativa de Esforços na Viga Inferior da Comporta Segmento Sujeitas a Ondas de Ressalto Hidráulico”, in Portuguese), in development by Lactec, Intertechne and Copel Geração e Transmissão S.A, and part of the Electric Power Sector’s Research and Technological Development Program, regulated by the National Agency of Electric Energy (ANEEL).

ACKNOWLEDGMENTS

The writers would like to acknowledge the financial and technical support of Copel Geração e Transmissão S.A. necessary for the development of this project.

REFERENCES

- Bijankhan, M., Kouchakzadeh, S. and Bayat, E.** (2011). “Distinguishing Condition Curve for Radial Gates”, *Flow Measurement and Instrumentation*, Vol 22, No 6, pp 500-506.
- Bos, M. G.** (1976). *Discharge Measurement Structures*. International Institute for Land Reclamation and Improvement, The Netherlands.
- Brunner, G. W.** (2010). *HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual*, U. S. Army Corps of Engineers.
- Buyalski, C. P.** (1976). “Discharge Algorithms for Canal Radial Gates”, Technical Report, U.S. Bureau of Reclamation.
- Clemmens, A. J., Strelkoff, T. S. and Replogle, J.A.** (2003). “Calibration of Submerged Radial Gates”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol 129, No 9, pp. 680-687.
- Collin, D. L.** (1977). “Computation of Records of Streamflow at Control Structures”, Technical Report, U. S. Geological Survey.
- Dettmer, P. H. D.** (2013). *Estudo da Capacidade de Descarga de Vertedouros de Baixa Queda com Elevado Grau de Submersão*. Dissertation (Master). Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.
- Dettmer, P. H. D., Ota, J. J., Terabe, F. R., Muller, I. I.** (2017). “Revisão de Conceitos para Projetos de Vertedouros de Baixa Queda com Elevado Grau de Submersão – Aplicação ao Vertedouro de Belo Monte”. *Revista Brasileira de Engenharia de Barragens*, Comitê Brasileiro de Barragens, Ano IV, No 4, pp. 86-91.
- Grace Jr., J. L.** (1964). Spillway for Typical Low-Head Navigation Dam, Arkansas River, Arkansas, Hydraulic Model Investigation. Technical Report, U. S. Waterways Experiment Station.
- Guo, X., Guo, Y., Wang, T. and Li, J.** (2021). “Study and Application of Discharge Calibration for Submerged Radial Gates”. *Flow Measurement and Instrumentation*, Vol 78.
- Henderson, F. M.** (1966). *Open Channel Flow*. Macmillan, New York, United States of America.
- Pickering, G. A.** (1964). Spillway Millers Ferry Lock and Dam, Alabama River, Alabama, Hydraulic Model Investigation. Technical Report, U. S. Waterways Experiment Station.
- Pickering, G. A. and Grace Jr., J. L.** (1965). Spillway for Cannelton Locks and Dam, Ohio River, Kentucky and Indiana, Hydraulic Model Investigation. Technical Report, U. S. Waterways Experiment Station.
- Rhone, T. J.** (1959). “Problems Encountered in the Use of Low Head Radial Gates”. *Journal of Proceedings*, Hydraulic Division, ASCE, Vol. 85.
- U. S. Army Corps of Engineers** (1977). *Hydraulic Design Criteria*. Waterways Experiment Station, United States of America.
- Wahl, T. L.** (2005). “Refined Energy Correction for Calibration of Submerged Radial Gates”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol 131, No 6, pp. 457-466.

INFLUENCIA DE PATRONES SEMIESFÉRICOS COMO ACABADO SUPERFICIAL EN PILAS DE PUENTE CON DIFERENTE SECCIÓN TRANSVERSAL

Álvarez-Mejía A. L., Salinas-Tapia H., López-Rebollar B.M.
Díaz-Delgado C., García Aragón J.A. y Becerril-Lara J.M.

Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua, UAEM, Toluca, Estado de México, México
aalvarezm388@alumno.uaemex.mx, hsalinast@uaemex.mx

RESUMEN:

El presente trabajo analiza el comportamiento hidrodinámico de flujo turbulento alrededor de elementos de cimentación de un puente, con acabado superficial a base de casquetes esféricos, patrón que previamente ha sido evaluado de forma experimental por otros autores mediante modelos físicos, esta alternativa permitirá reducir la profundidad de socavación, en contraste con una pila con acabado liso. Los campos de flujo turbulentos impactan directamente en la magnitud del fenómeno de socavación y estos a su vez son modificados por la rugosidad de pared, por ello, el objetivo de este estudio es incorporar patrones semiesféricos en la pared de pilas con diferente sección transversal mediante simulación numérica para evaluar el desprendimiento de estructuras vórtice y generación de energía cinética de turbulencia. Se utilizó ANSYS FLUENT mediante los modelos LES (Large Eddy Simulation) y VOF (Volume of Fluid) para canales a superficie libre. Se utilizó el acoplamiento presión-velocidad basado en presión, de velocidad absoluta en estado transitorio. Los resultados en la estela de turbulencia muestran el efecto de la forma de pila en el desprendimiento del flujo, la sección rectangular es la más crítica produce una estela de mayor intensidad y gran alcance. Sin embargo, si a esta pila se le agrega una capa de semiesferas en la cara frontal se produce un efecto disipador. El estudio desarrollado es prueba del potencial y bondades de los modelos de simulación, donde se pudo comprobar que la incorporación del acabado superficial reduce la intensidad en la energía de turbulencia en la parte posterior, sobre todo en pilas con sección rectangular y circular, constituyéndose como una potencial medida de mitigación ante el fenómeno de la socavación local.

ABSTRACT:

This work analyzes the hydrodynamic behavior of turbulent flow around the foundation elements of a bridge with a surface finish based on spherical caps, a pattern that has been previously evaluated experimentally by other authors using physical models. The turbulent flow fields have a direct impact on the magnitude of the scour phenomenon and these in turn are modified by the wall roughness, therefore the objective of this study was to incorporate hemispherical patterns in the wall of piles with different cross section through numerical simulation to evaluate the detachment of vortex structures and generation of turbulence kinetic energy. By means of ANSYS FLUENT using LES (Large Eddy Simulation) and VOF (Volume of Fluid) models in free surface channels. Pressure-velocity coupling based on pressure, absolute velocity in transient state was used. The results on the turbulence wake show the effect of the stack shape on the flow detachment, the rectangular section is the most critical and produces a wake of greater intensity and large range. However, if a layer of hemispheres is added to this stack on the front face, a dissipative effect is produced. The study developed is proof of the potential and benefits of the simulation models, where it was possible to prove that the incorporation of the surface finish reduces the intensity of turbulence energy in the rear part, especially in piles with rectangular and circular cross-section, constituting a potential mitigation measure against the phenomenon of local scour.

PALABRAS CLAVES: *CFD, SOCAVACIÓN, RUGOSIDAD ARTIFICIAL*

INTRODUCCIÓN

El comportamiento de un flujo alrededor de un objeto ha sido objeto de análisis en diferentes áreas de la ingeniería, con interés especial en la estabilización de los campos de flujo y disminución de la resistencia obtenida al golpear con un objeto. Este último punto ha sido tratado mediante la modificación de la superficie de contacto, incorporando protuberancias, discontinuidades, ondulaciones, etc. Ejemplos de ello, pueden observarse en las depresiones de las pelotas de golf, el fieltro en las pelotas de tenis, el trazo de las costuras en los balones de fútbol o la superficie de textiles en la natación. La extensión de esta idea aplicada a la superficie de pilas de puente pretende controlar las condiciones hidrodinámicas en el contorno, mediante la modificación de la rugosidad de la superficie de contacto. La naturaleza de las modificaciones en el campo de flujo está principalmente asociada con el cambio en el arrastre que disminuye la resistencia al flujo, interrumpiendo el proceso de desprendimiento de vórtices y en consecuencia la disminución de la turbulencia permitiendo así, reducir la profundidad de socavación.

El presente trabajo analiza el comportamiento hidrodinámico del flujo alrededor de los soportes de un puente con acabado superficial a base de casquetes esféricos, patrón que previamente ha sido evaluado de forma experimental por otros autores mediante modelos físicos (Salinas et al., 2017; Jiménez et al., 2006; Gris, 2010). Zaid et al. (2019) Utilizaron el modelo numérico CFD Ansys-Fluent con un modelo RANS para caracterizar el comportamiento del flujo en condiciones de lecho plano de una pila circular. Por otra parte, Jaramillo y Reyes (2019) Utilizaron el modelo numérico Ansys CFX para analizar el efecto del paramento inclinado de pilares determinando la reducción geométrica en la parte baja de un pilar favorece al fenómeno de socavación local. Barrera et al. (2019) utilizaron el modelo el numérico Flow3D para evaluar la socavación local alrededor de un pilar con diferente rugosidad mediante simulación numérica la pila rugosa logró una reducción de la socavación transversal pero no en la dirección vertical.

Con base en el sustento teórico expuesto, esta alternativa permitirá reducir la profundidad de socavación, en contraste con una pila con acabado liso. Aunque esta implementación ya se ha estudiado con resultados favorables al problema de análisis, aún existen interrogantes sobre el uso, tamaño y distribución del acabado. Estas variables toman especial importancia cuando se conjugan con los campos de flujo turbulentos característicos alrededor de obstáculos y determinantes en la magnitud del fenómeno de socavación. El desarrollo de la presente investigación surge en respuesta a la necesidad de evaluar mecanismos de control que reviertan los efectos negativos de la socavación local, vislumbrando los beneficios socioeconómicos que implicaría incorporar un acabado superficial en las pilas de puentes. Se destaca que esta medida no demandaría la construcción de obras auxiliares y podría implementarse incluso en la infraestructura actual de puentes.

Las estructuras soporte (pilas de puente) son claro ejemplo de un obstáculo en un flujo, alterando su comportamiento debido a las variaciones de forma, alineación, cantidad de apoyos y separación de éstos. Lo que en conjunto con las propiedades del material de fondo (tamaño y peso específico) determinan si este puede, o no, ser desprendido por el agua que fluye durante el paso de una avenida poniendo en riesgo su estabilidad estructural. Por ello el objetivo de este estudio consistió en incorporar patrones semiesféricos en la pared de pilas con diferente sección transversal mediante simulación numérica para evaluar el desprendimiento de estructuras vórtice y generación de energía cinética de turbulencia.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para esta investigación se consideraron tres tipos de sección transversal de pilas (rectangular, circular y alargada). En los análisis, se estableció como fuente de variación la sección transversal de la pila y la incorporación de acabado superficial a base de semiesferas, con un total de 6 réplicas experimentales tal como se muestra en la figura 1, las cuales fueron simuladas bajo las mismas condiciones.

El modelo de simulación empleado fue ANSYS Fluent a través de los modelos LES (Large Eddy Simulation) y VOF (Volume of Fluid) para canales a superficie libre. La geometría del dominio de fluido fue creada empleando software de dibujo asistido, idealizando la geometría de pilas a escala de 0.06 m de ancho y 0.2 m de alto presentadas en la figura 2, así como un canal de sección rectangular de 0.4 m de ancho y 8 m de largo como se puede observar en la figura 3. Respecto a la malla de cálculo, se efectuaron análisis de sensibilidad mediante el monitoreo del comportamiento de los residuales de las variables dominantes, con ello se determinó el tipo de elementos tetraédricos con un tamaño global de elemento de 0.005 m y zonas de refinamiento de 0.0005 m las cuales se muestran en la figura 4. Asimismo, para verificar la calidad de los elementos se utilizó el espectro de métricas de calidad de malla verificando que se el total de los elementos se encontrara en el rango de 0.2 hasta 0.99.

Las condiciones de frontera fueron: entrada de flujo másico (9.4 kg/s), salida a descarga libre; las paredes laterales, la pila y en el fondo se consideró como una condición tipo pared. Además, se incorporó una condición inicial de tirante de agua en el canal de 0.1 m. Se utilizó el esquema de presión-velocidad el cual se realiza basado en presión, velocidad absoluta en estado transitorio con un paso de tiempo igual a 0.05 durante 60 s, considerando el valor de la gravedad de 9.81 m/s^2 .

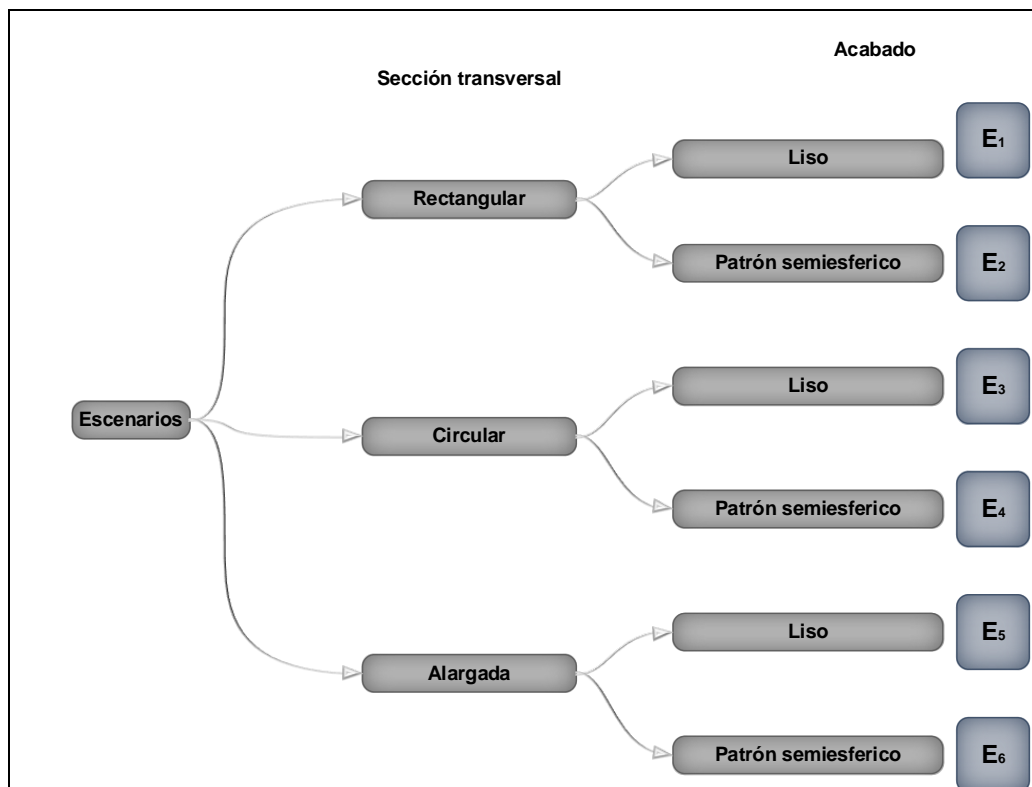


Figura 1.- Escenarios de simulación

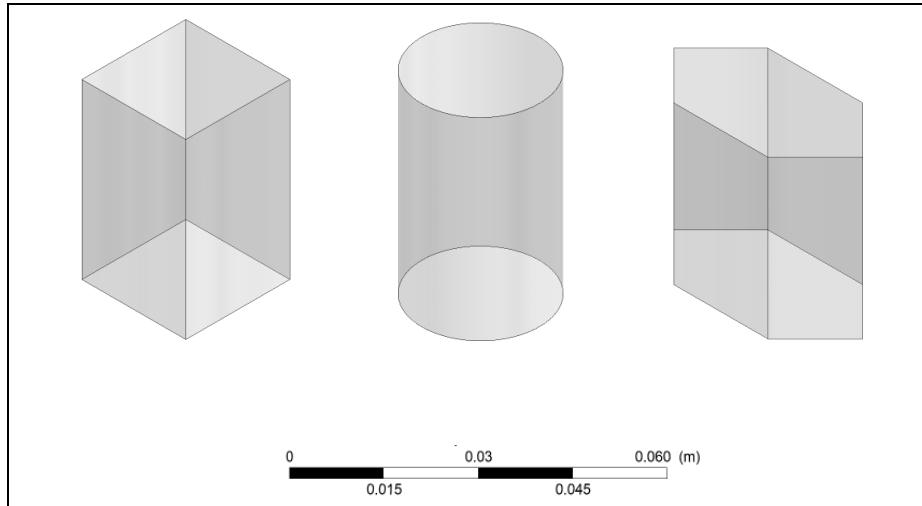


Figura 2.- Pilas a escala; a)Rectangular b)Circular y c)Alargada

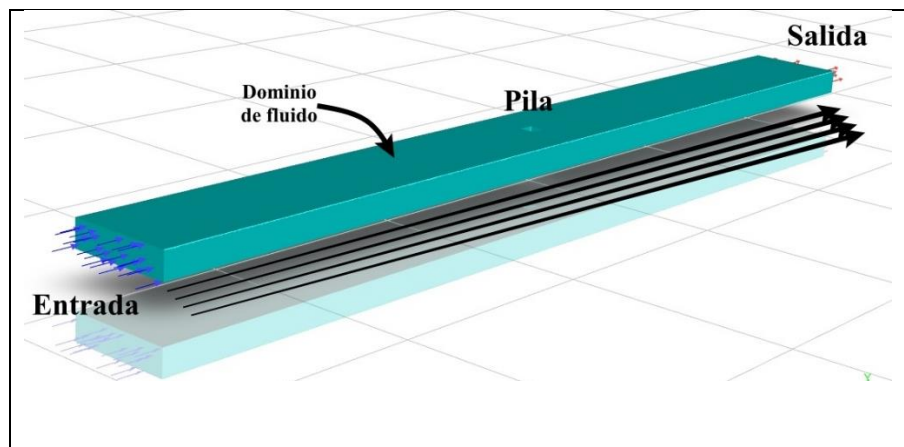


Figura 3.- Modelo geométrico

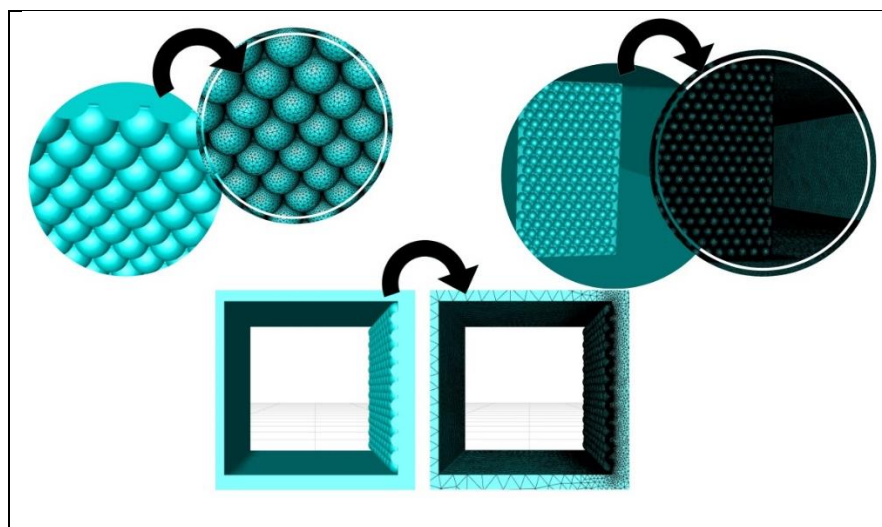


Figura 4.- Malla de cálculo

RESULTADOS

Para demostrar el efecto del acabado superficial en las diferentes formas de las pilas, se realizó una comparación con la pila con acabado liso. La figura 5 muestra el comportamiento del fluido y del desprendimiento de vórtices que provocan la socavación local así mismo se puede observar la magnitud de la velocidad en cada una de las zonas tanto aguas arriba como aguas abajo. También en la figura se observa el comportamiento del vórtice herradura, el cual incrementa su magnitud y alcance en el tiempo, sobre todo en la sección rectangular (Figura 5c). Asimismo, se presenta el proceso de formación de la estela de turbulencia en la parte posterior de los pilares, misma que concentra y distribuye de forma distinta la energía cinética de turbulencia presentada en la figura 6, la sección alargada tiene un efecto de disipación en contraste a las secciones circular y rectangular debido a su baja resistencia al flujo y a su naturaleza hidrodinámica.

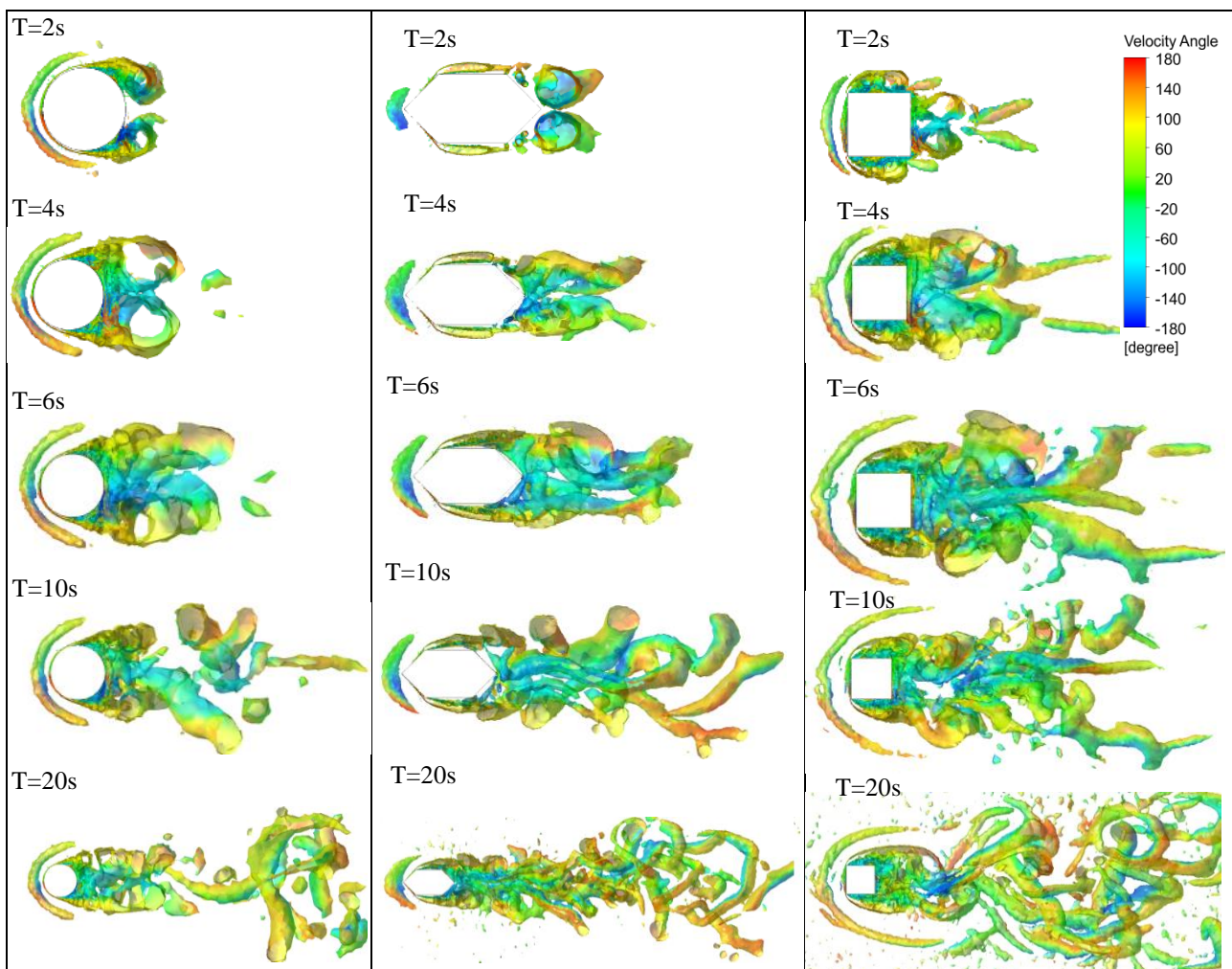


Figura 5.- Desprendimiento de vórtices en el tiempo; a) Circular, b) Alargada y c) Rectangular

Por otra parte, la figura 7 muestra la rotación del flujo que se desprende de los pilares a través de la distribución de la vorticidad, en rojo aparece la rotación del flujo en sentido positivo mientras que en azul se muestra la rotación en sentido negativo. La interacción y choque de estas capas de flujo condiciona en gran medida las tasas de desprendimiento y por tanto las dimensiones y magnitud de la estela, el desarrollo de esta se puede visualizar en la figura 8, a través de la distribución de la velocidad en el plano u horizontal para cada una de las secciones.

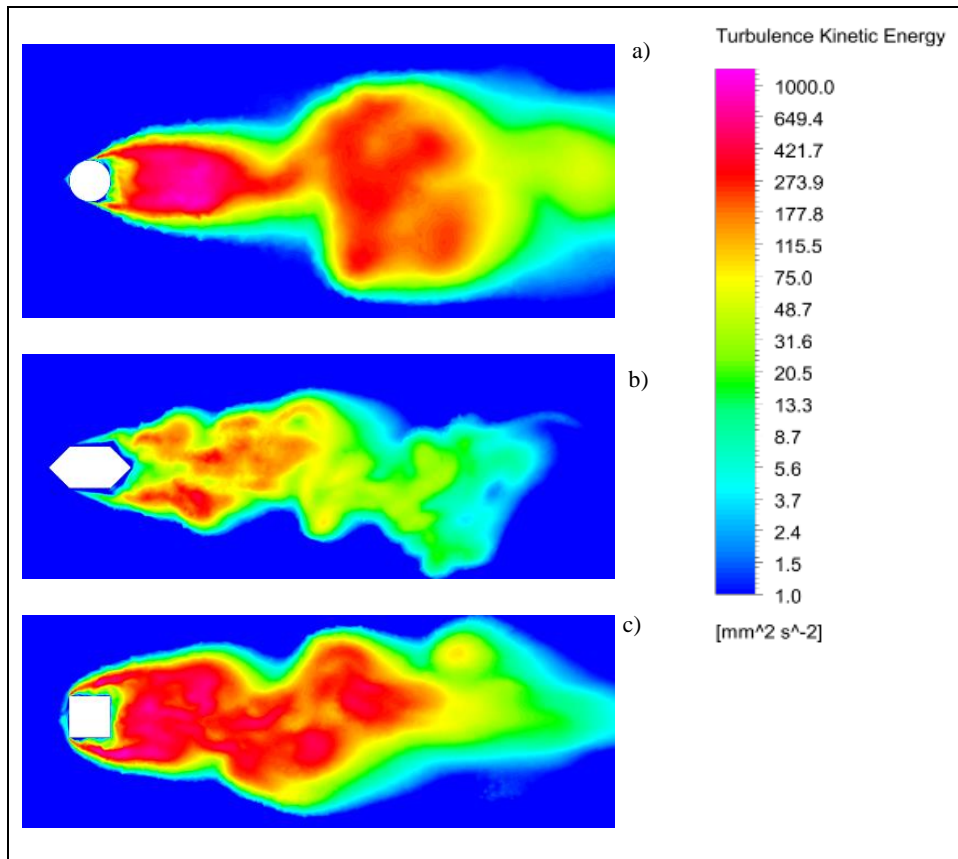


Figura 6.- Distribución en la energía cinética de turbulencia; a) Circular, b) Alargada y c) Rectangular

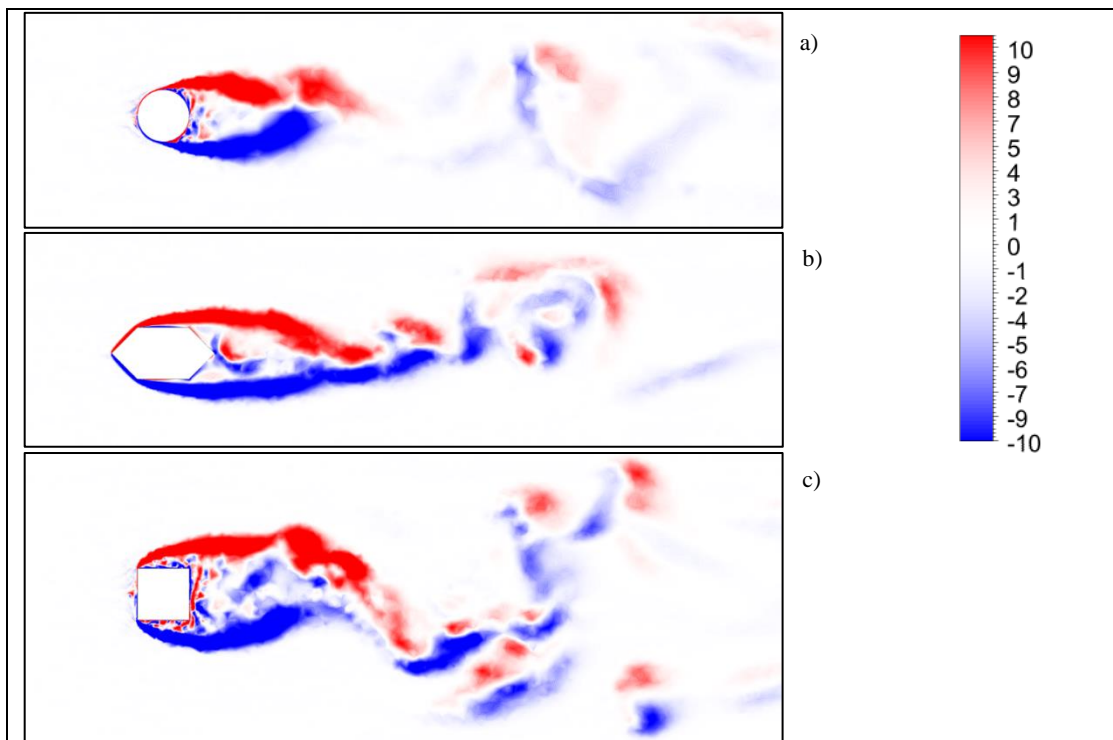


Figura 7.- Vorticidad del flujo; a) Circular, b) Alargada y c) Rectangular

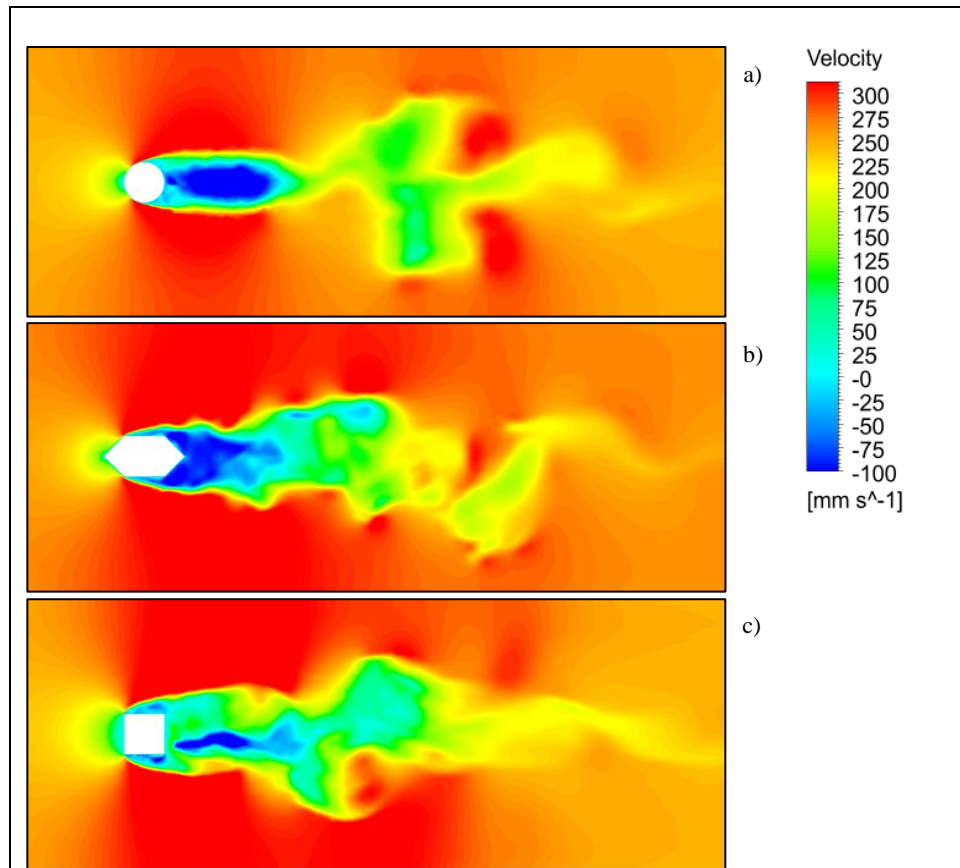


Figura 8.- Distribución de la velocidad en cada tipo de pila; a) Circular, b) Alargada y c) Rectangular

Por otro lado, al incorporar en la cara frontal de la pila con sección transversal rectangular rugosidad en forma de un patrón de semiesferas de 6mm de diámetro, separadas a 2mm, se observa en la figura 9, como disminuye la tasa de corte en el flujo turbulento a través de la distribución en la variable “Eddy viscosity”, que describe la transferencia de energía como resultado de la rotación del fluido a través de los vórtices en movimiento. Este indicador se vincula directamente a la producción de tensiones tangenciales, variable de gran impacto en el proceso de socavación local.

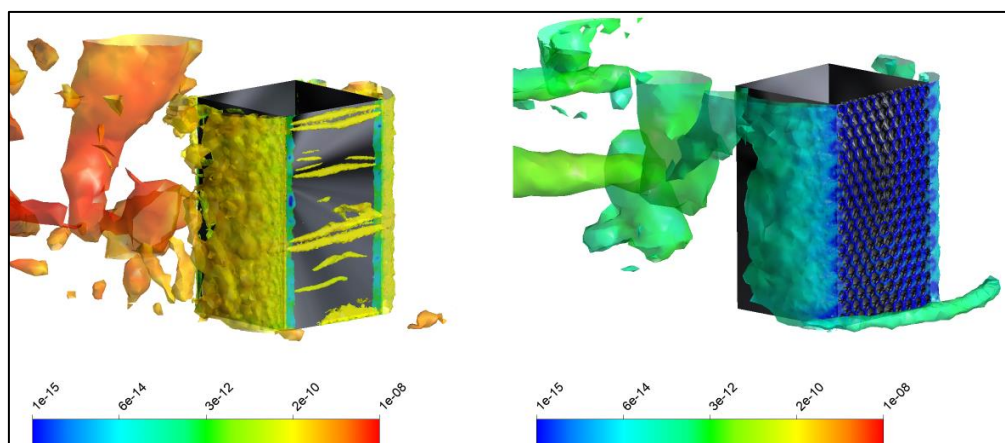


Figura 9.- Distribución en “Eddy viscosity” en pilas rectangulares; a) acabado liso, b) con incorporación de semiesferas en la superficie frontal.

La figura 10 muestra el efecto del acabado “patrón semiesférico” a través de contornos de la distribución en la energía cinética de turbulencia sobre de planos horizontales y longitudinales. La pila con acabado liso alcanza zonas de hasta $1000 \text{ mm}^2/\text{s}^2$ mientras que la pila con acabado en “patrón semiesférico” reduce estas zonas a $421.7 \text{ mm}^2/\text{s}^2$ con ello es posible corroborar su capacidad de disipación.

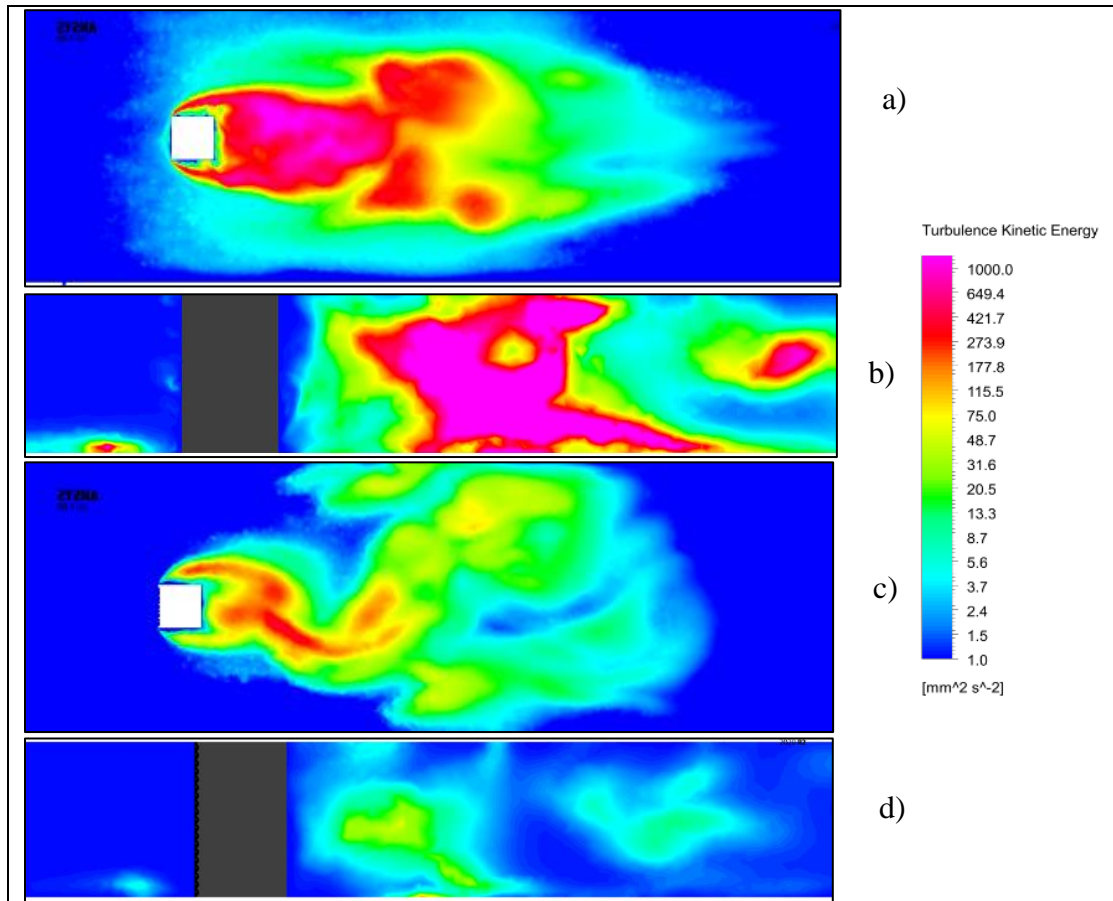


Figura 10. - Distribución en la energía cinética de turbulencia en pilas rectangulares; a) acabado liso (plano horizontal), b) acabado liso (plano longitudinal), c) Pila con incorporación de semiesferas en la superficie frontal (plano horizontal) y d) Pila con incorporación de semiesferas en la superficie frontal (plano longitudinal).

A través de la figura 11 es posible observar el perfil longitudinal de la energía específica generada por el fluido en el choque con la pila de sección alargada. Donde se observa que se produce una pérdida en la carga hidráulica aguas abajo. Mientras que, en la figura 12 se muestra la interacción de la superficie libre por efecto de la pérdida de energía en las pilas con sección circular con acabado liso y con acabado superficial “patrón semiesférico”.

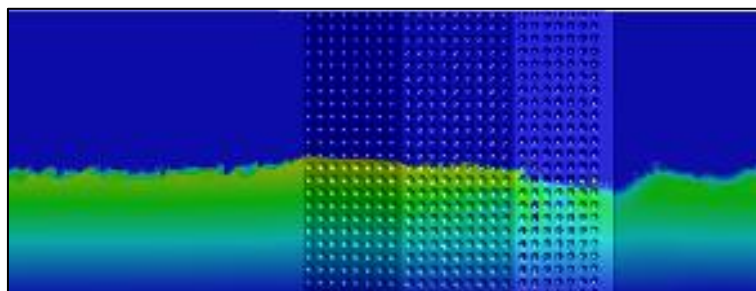


Figura 11. - Pérdida de energía del flujo sobre pilar con sección alargada (vista en corte longitudinal)

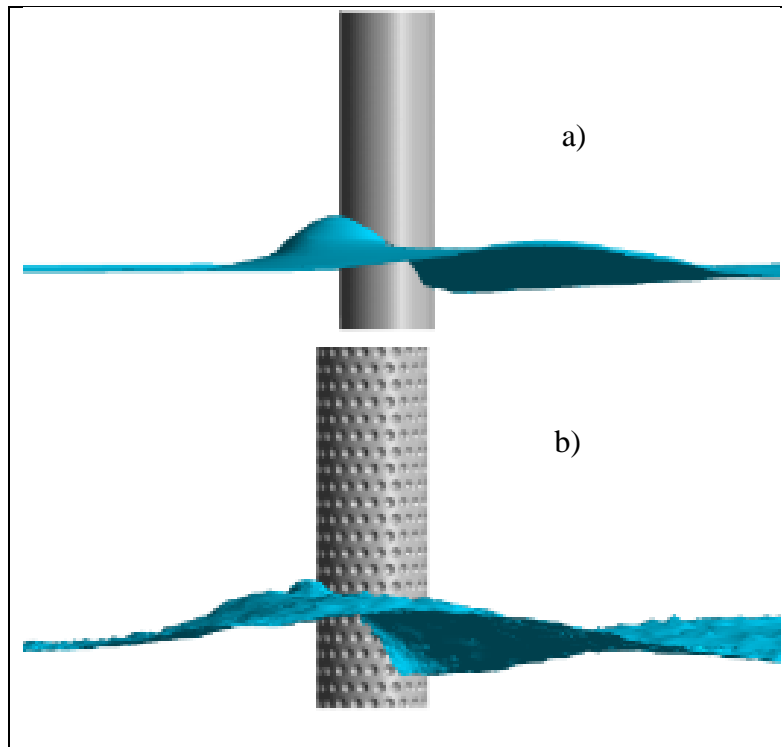


Figura 12. - Interacción de la superficie libre en pilas circulares; a) Acabado liso y b) Acabado en semiesferas.

CONCLUSIONES

- El estudio desarrollado es prueba del potencial y bondades de los modelos de simulación, donde se pudo comprobar que la incorporación del acabado superficial reduce la intensidad y transferencia de energía en la energía de turbulencia como resultado de intervenir en la rotación del fluido a través de los vórtices en movimiento, sobre todo en pilas con sección rectangular y circular.
- Incorporar patrones semiesféricos como acabado superficial impacta en el campo de flujo sobre la producción de tensiones tangenciales al reducir la tasa de corte en el flujo turbulento, variable de gran impacto en el proceso de socavación local. Lo que la constituye como una potencial medida de mitigación ante el fenómeno.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología del Gobierno de México por la beca nacional para estudios de posgrado. También al Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua de la Universidad Autónoma del Estado de México por los recursos humanos, materiales e Infraestructura necesarios para el desarrollo de la investigación.

REFERENCIAS

- Barrera et al.** (2019) "Revision of local socavation around a pile with different roughness by means of numerical simulation and predictive equations of laboratory" *E-proceedings of the 38th IAHR World Congress* September 1-6, 2019, Panama City, Panama doi:10.3850/38WC092019-0813
- Gris, R. B.** (2010). Sheath for reducing local scour in bridge piers. Geotechnical Special Publication, 210 GSP, 987–996. [https://doi.org/10.1061/41147\(392\)99](https://doi.org/10.1061/41147(392)99)

Jaramillo-Mejía P. y Reyes-Salazar J. (2019) “Evaluación del efecto del paramento inclinado de pilares en la socavación local” *Tecnología y ciencias del agua*, ISSN 2007-2422, 10(5), 106-125. doi: 10.24850/j-tyca-2019-05-04

Jiménez-Pérez, F.G.et al. (2006).Reducción de la Socavación en pilas circulares mediante el uso de rugosidades artificiales. [Tesis de Licenciatura] Instituto Politécnico Nacional de México.

Salinas, T., et al. (2017).“Análisis de la profundidad de socavación de pilas de puente con diferente acabado superficial, con Particle Image Velocimetry (PIV)”. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Guerrero, México*.

Zaid et al. (2019) “Numerical modeling of flow around a pier mounted in a flat and fixed bed”, *2nd International Conference on Energy and Power, ICEP2018*, 13–15 December 2018, Sydney, Australia.

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA CÁMARA DE CONTACTO EN “EDAR-BAJO GRANDE”, CÓRDOBA, ARGENTINA.

Di Buò, Melina^{1,3}; Ragessi, Iván Matías^{1,2}; Patalano, Antoine^{1,3}; Massó, Leandro^{1,3}; Rodríguez, Andrés^{1,3} y García, Carlos Marcelo^{1,3}

¹ Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

² Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Córdoba, Argentina

³ Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC).

E-mail: melina.dibu@unc.edu.ar

RESUMEN

La Estación Depuradora de Aguas Residuales “Bajo Grande” (EDAR-BG), ubicada en Córdoba, Argentina, vierte los líquidos tratados al Río Suquía, que luego de recorrer 200 Km desemboca en la Laguna Mar Chiquita, considerada el mayor lago salado de Latinoamérica, formando parte del Parque Nacional Ansenusa, inaugurado en 2022. Actualmente, La EDAR carece de un sistema preciso de medición de caudales a la salida del tratamiento. La problemática motivó a elaborar una metodología para calibrar el sistema de aforo de caudales en la cámara de contacto (última unidad de tratamiento), en el cual se aplicó de manera combinada trabajo experimental in-situ y la dinámica de fluidos computacional. En primer lugar, se realizaron mediciones con un ADCP para cuantificar los caudales de la cámara de contacto y con ello poder construir la curva H-Q característica. Luego, se aplicó la técnica LS-PIV previo a la salida. Los resultados permitieron obtener parámetros característicos del flujo medio: zonas de recirculación y estancamiento del flujo, velocidad media, caudales de operación. En una tercera etapa del trabajo, se implementó un modelo computacional basado en las ecuaciones promediadas según Reynolds (RANS). El esquema de modelación utilizado permite resolver las ecuaciones para un flujo considerando un modelo de cierre de la turbulencia $k - \epsilon$ estándar que pertenece al paquete de código libre y abierto OpenFoam®. En base a los resultados obtenidos, se modelaron diversas alternativas para mejorar la hidráulica del flujo en la cámara de contacto basándose en índices de eficiencia hidráulica.

ABSTRACT

Córdoba city has a wasted water treatment plant (WWTP): Bajo Grande. The treated water is discharged into the Río Suquía which, after a 200 km run, flows into the Mar Chiquita Lagoon, considered the largest salt lake in Latin America, forming part of the Ansenusa National Park, inaugurated in 2022. Currently, the WWTP lacks an accurate flow measurement system at the treatment outlet. This problem motivated the development of a methodology to calibrate the flow gauging system in the contact chamber (last treatment unit), in which in-situ experimental work and computational fluid dynamics were applied in combination. Firstly, measurements were performed with an ADCP to quantify the flow rates in the contact chamber and thus be able to construct the characteristic H-Q curve. Then, the LS-PIV technique was applied prior to departure. The results made it possible to obtain characteristic parameters of the average flow: recirculation and stagnation zones, average velocity, and operating flow rates. Thirdly, a computational model based on Reynolds-averaged equations (RANS) was implemented. The modelling scheme used allows solving the equations for a flow considering a standard $k - \epsilon$ turbulence closure model belonging to the free and open source OpenFoam® package. Based on the results obtained, various alternatives were modelled to improve the flow hydraulics in the contact chamber based on hydraulic efficiency indices.

PALABRAS CLAVES: cámara de contacto, dinámica de fluidos computacionales, índices de eficiencia hidráulica.

INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento vital de la naturaleza, integrante de los ecosistemas naturales, fundamental para el sostenimiento y la reproducción de la vida en el planeta, ya que contribuye un factor indispensable para el desarrollo de los procesos biológicos que la hacen posible. En las ciudades, el continuo aumento de la población ha supuesto la degradación de numerosos ecosistemas naturales como ríos y lagos, en parte como consecuencia del vertido de aguas residuales urbanas e industriales inadecuadamente tratadas.

La Estación Depuradora de Aguas Residuales “Bajo Grande” (EDAR-BG) procesa los efluentes del área urbana de la ciudad de Córdoba, Argentina. El proceso de depuración del agua presenta 3 procesos de tratamiento: Tratamiento Primario: (aspecto físico) desbaste y sedimentación, el proceso se produce íntegramente por gravedad. Tratamiento Secundario: (aspecto biológico) desbaste, sedimentación, tratamiento biológico y químico, se encargan de eliminar gran parte de la materia orgánica. Tratamiento Terciario: (eliminación de nutrientes) desbaste, sedimentación, tratamiento biológico y químico, nitrógeno, metales pesados o sólidos disueltos.

En este informe, se presenta el caso de la cámara de contacto (CC) donde se realiza el proceso de desinfección, formando parte del tratamiento terciario.

En la actualidad es necesario evaluar la eficiencia en el tratamiento de desinfección en EDAR-BG.

En particular, el tiempo de permanencia (T_p) del flujo en la CC de la EDAR-BG, debe ser evaluado en detalle. Las normativas recomiendan un tiempo de entre 14 y 45 minutos (Design Manual USEPA, 1986; Metcalf & Eddy, 2004) para optimizar la desinfección, siendo habitual un tiempo de contacto de 20 minutos para el caudal punta.

A su vez, la CC carece de un sistema preciso de aforo de caudales procesados, previo al vertido al cuerpo receptor. El mismo es el Río Primero (Suquía), cuyo módulo es de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y caudales menores en época estival, mientras que el caudal de diseño de la EDAR-BG es de $10000 \text{ m}^3/\text{s}$. Por lo que, cualquier deficiencia o problema en el tratamiento podría generar un alto impacto en la calidad del agua del río. El Río Primero desagua en la Laguna Mar Chiquita. Actualmente, la misma forma parte del Parque Nacional Ansenúza, recientemente inaugurado, por lo tanto, es considerada un espacio fundamental para la conservación de la biodiversidad.

En el presente trabajo se implementan, de manera combinada, técnicas experimentales y modelos numéricos para poder establecer rangos de T_p y a su vez, en base a los resultados, estudiar alternativas para modificar el diseño de la CC con el objetivo de mejorar su eficiencia hidráulica. Además, como EDAR-BG carece de un sistema de aforo de caudales preciso, se realizaron mediciones y simulaciones numéricas específicas para cuantificar los caudales procesados.

Para ello se realizaron mediciones in situ utilizando un Perfilador de Corriente Acústico de Doppler (ADCP) y la Técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LS-PIV). También, se utilizó el software HEC-RAS para ajustar una curva altura-caudal (H-Q) del canal de salida de la CC.

Finalmente, se empleó la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) para simular el flujo en la CC y obtener la curva de distribución de tiempos de permanencia (RTD), para el diseño actual y considerando mejoras geométricas en la CC. En base a los resultados se estimaron indicadores de la eficiencia hidráulica (HEIs) y se definió cual es la mejor alternativa para mejorar la eficiencia de la CC, basándose en la clasificación de Athanasios Angeloudis (2014). Todos estos procesos fueron realizados a escala de prototipo en la cámara de contacto.

MATERIALES Y MÉTODOS

Perfilador de Corriente Acústico Doppler

La caracterización experimental in-situ del flujo en el canal de aforo de la CC se realizó con ADCP. El cual cuenta con la tecnología Doppler más usada actualmente a nivel mundial a la hora de

caracterizar flujos turbulentos en sistemas fluviales, canales artificiales de poca profundidad y estuarios (Oberg et al., 2005, Oberg & Mueller, 2007).

Las mediciones se realizaron en el canal de aforo a la salida de la CC con el objetivo de determinar los caudales escurridos. El canal presenta un ancho de 6.53 m con paredes laterales verticales revestidas de hormigón. La sección de medición se sitúa aguas abajo de la CC, a la altura de la pasarela A (ver Figura 28).



Figura 28.-Zonas de medición de la CC.

Se analizan los datos de las 3 (tres) campañas de medición, con el objeto de cuantificar y caracterizar experimentalmente el flujo a la salida en el canal de aforo. Las tres campanas de medición representan tres condiciones de operación distintas de la planta.

Al momento de realizar los aforos, los operadores de la EDAR estimaban los caudales procesados en forma indirecta de la frecuencia de funcionamiento de las bombas de la estación elevadora.

En la Tabla 2 se presentan las principales características de las condiciones experimentales evaluadas en el canal de aforo y los registros del ADCP en cada campaña de medición.

Tabla 2.- Principales características de las condiciones experimentales evaluadas y parámetros de configuración de registro del instrumento en campaña de medición.

Campaña	Profundidad del flujo [m]	Frecuencia del registro [Hz]	Cantidad de cruces (transectas)
1	0,63	1	20
2	0,77	1	12
3	0,81	1	16

Cabe destacar, que el caudal fue calculado como el promedio de los caudales de las múltiples transectas: 20, 12 y 16 en las campañas 1,2 y 3 respectivamente. Se determinó de esta manera para minimizar la incertidumbre asociadas a la determinación experimental. Para la determinación del caudal medio en canales es necesario realizar como mínimo 4 transectas (cruces) del instrumento en pares recíprocos. Debido a la presencia de la zona de recirculación y a las inestabilidades (fluctuaciones de baja frecuencia) es necesario aumentar significativamente el número de transectas en el canal.

Técnica de Velocimetría por Imágenes a Gran Escala

En la actualidad la implementación de LS-PIV presenta un importante desarrollo. Esta técnica ha sido implementada con éxito para la caracterización de flujos turbulentos en grandes instalaciones experimentales de laboratorio (Patalano y García, 2016), en cursos fluviales (Patalano et al. 2017) e inicialmente en plantas tratamiento a escala de prototipo (Ragessi et al. 2019 y Ragessi et al. 2021). Permite determinar el campo de velocidad del flujo de manera no intrusiva (sin alterar el flujo) y de manera instantánea con un alto grado de resolución espacial a partir del desplazamiento de partículas (trazadores) debido al flujo.

Para el caso de estudio, esta técnica fue aplicada en el tramo final de la CC (Figura 28). Se determinó el valor de la velocidad media para estimar el caudal de operación. Se grabaron videos con una resolución de 3840x2160 pixeles y una frecuencia de captura de imágenes de 10 Hz (10 fps). Se utilizó viruta de madera como trazadores, ya que las mismas, poseen poca inercia y son arrastradas por el flujo, casi sin perturbarlo.

Los videos fueron procesados con el software PIVlab (Thielicke & Stamhuis, 2014). En campaña no fue posible establecer un plano perpendicular con el flujo para grabar los videos, por lo que se rectificaron las imágenes de los mismos con el software RIVeR (Patalano et al. 2017) para obtener vectores de velocidad a escala real.

Finalmente, el caudal se estimó a partir del perfil medio de velocidad superficial y la sección relevada (ancho y profundidad).

HEC-RAS

HEC-RAS (por sus siglas en inglés): Centro de Ingeniería Hidrológica- Sistema de Análisis de Ríos, es un software de modelación hidráulica bidimensional compuesto por diferentes análisis de ríos.

En este trabajo, se utilizó para modelar el tramo de salida del canal de aforo de la CC (Figura 29) con el objetivo de poder estimar una curva altura-caudal característica del canal. Las ecuaciones fueron resueltas mediante un análisis unidimensional del flujo permanente para superficie libre.

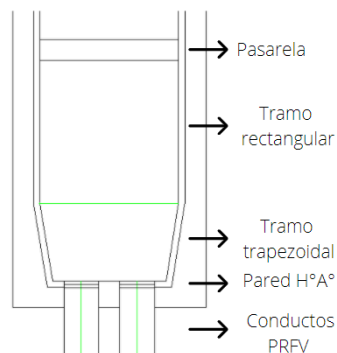


Figura 29.- Esquema del tramo modelado con HEC-RAS.

Al determinar la curva del modelo, se desean responder dos interrogantes: el primero, que tan sensible es la variación del tirante debido a una variación de caudal. El segundo, vinculado al primero, si es factible estimar el caudal con relativa baja incertidumbre midiendo el nivel del líquido en el canal con una regla graduada o con un sensor de nivel de bajo costo.

Se modeló un amplio rango de caudales, desde 0,2 m³/s hasta 2,4 m³/s con intervalos de 0,2 m³/s. El caudal máximo corresponde al caudal de diseño de EDAR-BG.

Dinámica de los Fluidos Computacionales (CFD)

La Dinámica de los Fluidos Computacionales (CFD) se ha convertido en una alternativa rentable para el estudio del flujo turbulento en unidades del proceso de tratamiento de agua y aguas

residuales (Goula et al. 2008; Shahrokhi et al. 2011; Zhang, 2014; Patziger & Kiss, 2015; Wei et al. 2016, Ragessi et al. 2019).

A la par del trabajo experimental, se implementaron esquemas numéricos, utilizando el paquete libre y abierto OpenFOAM® (Open Field Operation and Manipulation, OpenCFD Ltd., 2005). Se simuló el flujo de ingreso y un tramo de la CC como se muestra en la Figura 30. La malla se resolvió con Gmsh® (Geuzaine y Remacle, 2009) y se discretizó con hexaedros de tamaño variable priorizando la mayor resolución en la zona cercana a las paredes.

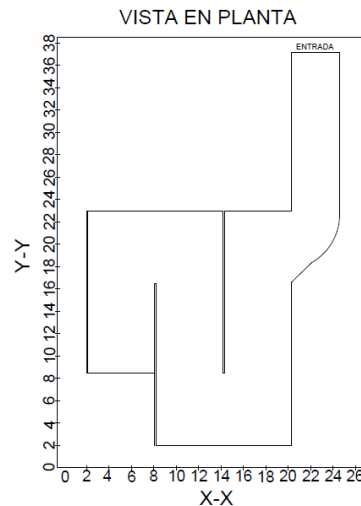


Figura 30.- Modelo de un tramo de la CC.

Primero, se utilizó el solver Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations (Pantankar, 1980; simpleFoam en OpenFOAM®) para modelar las 7 alternativas de diseño. Las alternativas tienen como objetivo mejorar la hidráulica en las zonas de las curvas, con el criterio de disminuir zonas de flujo muerto, recirculación y cortocircuitos, que generan un amplio rango de T_p .

En la Figura 31 se muestran las geometrías de las diferentes alternativas modeladas. La alternativa 0 corresponde a las dimensiones de la CC sin ninguna modificación. En las alternativas 1 y 2 se presenta la incorporación de tabiques deflectores de diferentes dimensiones entre ellos. En la alternativa 3 se exhiben tabiques deflectores semicirculares. En la alternativa 4, simplemente se extiende 3m el tabique original. En la alternativa 5 se presentan tabiques con ventanas de paso de flujo como se puede observar en la ampliación de la imagen. Por último, las alternativas 6 y 7 se realiza un cambio de la forma de la CC, manteniendo el mismo volumen. A la vez, a la alternativa 7, se le agregan tabiques deflectores en las esquinas.

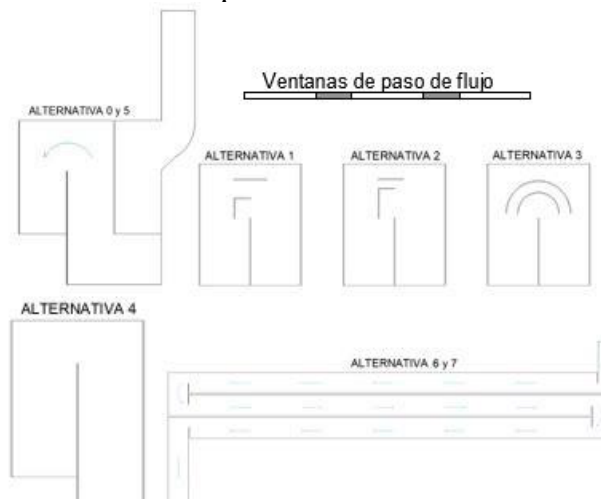


Figura 31.- Alternativas modeladas para mejorar la hidráulica de las curvas.

Segundo, para las alternativas seleccionadas, se utilizó el solver PIMPLE (Pressure Implicit Method for Pressure-Linked Equations) para flujos no estacionarios, para densidad y viscosidad constantes. En las simulaciones se incorporó la propagación de un campo escalar no reactivo, con el fin de estimar los HEIs de la CC en su estado actual y los nuevos diseños propuestos en comparación con el patrón de flujo idealizado (flujo pistón).

Por último, para evaluar el rendimiento de la CC, se incorporó un trazador a tasa constante, hasta detectar, en la salida, la misma concentración del efluente que se presenta en la entrada. El uso de trazadores permite examinar el avance del flujo. De esta forma, los mismos son utilizados para calcular el tiempo de permanencia del fluido en un reactor, detectar recirculaciones, cortocircuitos y permiten evaluar el grado de mezcla de un contaminante (Crittenden, 2012).

RESULTADOS

Aforo de caudales con ADCP y LSPIV

La Tabla 3 muestra la correspondencia entre los caudales aforados con ADCP y aquellos estimados utilizando la frecuencia con la que trabajan las bombas de la estación elevadora.

Tabla 3.- Comparación de caudales estimados experimentalmente con ADCP y utilizando estimación directa.

Campaña	Profundidad del flujo [m]	Q del sistema de Bombeo [m³/s]	Q_{ADCP} [m³/s]	Error Relativo [%]
1	0,63	2,06	1,24	67
2	0,77	2,31	1,95	19
3	0,81	2,28	2,28	3

En general, el uso de la información reportada por el sistema de bombeo en la planta durante las tres campañas de medición sobrestima los caudales procesados. Sin embargo, se observa concordancia entre los valores estimados durante la campaña 3 por ambos sistemas de monitoreo (sistema de bombeo y ADCP). Las diferencias relativas observadas (tomando como referencia los caudales medidos con ADCP) en esa campaña fueron menores al 3%. Se observa una mayor diferencia para caudales de flujo más bajo, ya que las mayores diferencias se observaron para la campaña 1 (alrededor del 67%) y la campaña 2 (alrededor del 19%).

Los caudales reportados por el sistema de bombeo presentan una incompatibilidad con la evolución de las profundidades del flujo: la campaña 2, que de acuerdo a este sistema presenta mayor caudal, presenta menor profundidad de flujo que las condiciones experimentales observadas en la campaña 3 (Ragessi, 2017).

A su vez, mediante la técnica LSPIV, se determinó el valor de la velocidad media para estimar el caudal de operación. El mismo se estimó a partir del perfil medio de velocidad superficial y la sección relevada (ancho y profundidad).

En la Tabla 4 se exponen los resultados combinados de las mediciones realizadas con ADCP y con la técnica LSPIV.

Tabla 4.- Medición de caudales y alturas con diferentes técnicas.

	Campaña	Q [m³/s]	Error Relativo [m]
ADCP	1	1,24	0,63
	2	1,95	0,77

	3	2,28	0,81
LSPIV	4	1,45	0,71
	5	2,27	0,81

Como se puede observar en la misma, existe una correspondencia entre los datos obtenidas con cada una de las técnicas anteriormente mencionadas.

Por lo expuesto anteriormente, para la realización de la curva H-Q, se adoptan como válidos los caudales obtenidos utilizando ADCP y LSPIV.

Curva H-Q

La misma se definió para el tramo rectangular a la salida de la CC. Cabe destacar que, si bien, los caudales medidos son mayores a 1 m³/s, a fines de investigación, se proponen caudales menores para obtener un análisis completo de la curva. En la Figura 32 se observa la curva obtenida.

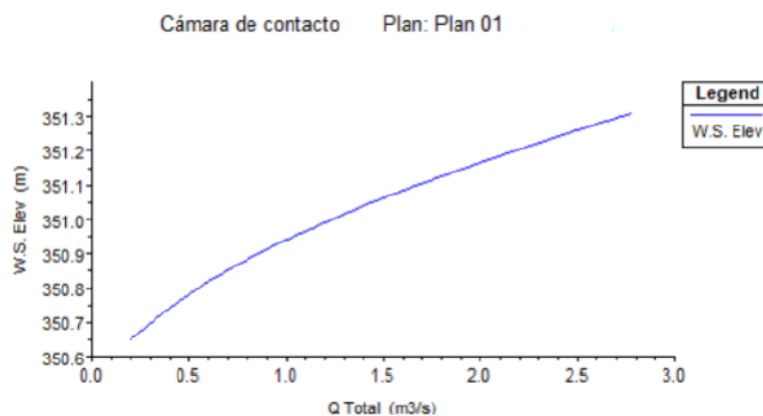


Figura 32.- Curva H-Q obtenida con el software HEC-RAS.

Para un completo análisis de la misma, se procede a aproximarla a una función. En la Figura 32 6 se observa la comparación entre los diferentes tipos de software y las mediciones realizadas en campaña. Esta función se aproxima a una función potencial con pendiente positiva, arrojando la siguiente ecuación:

$$H = 0,556 \times Q^{0,4703}$$

Con $R^2 = 0,999$. Sabiendo que R^2 es una medida estadística que informa que tan cerca están los datos modelados de la línea de regresión ajustada. Mientras más cercano a 1, mejor es la aproximación.

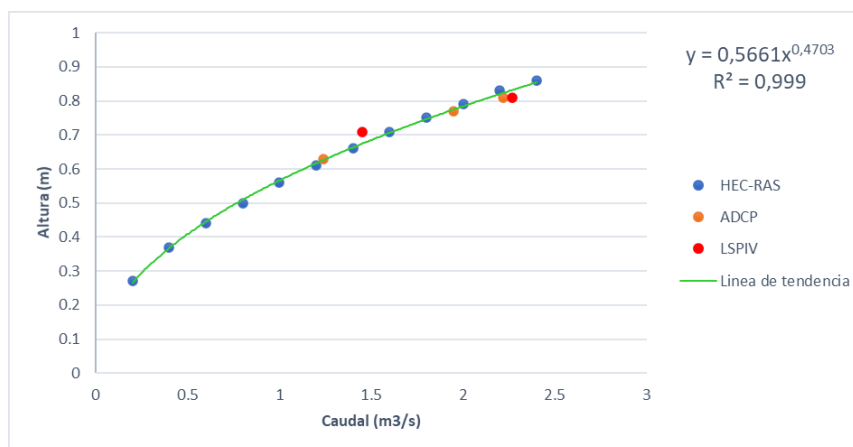


Figura 33.- Comparación entre mediciones realizadas en campaña y modelación con HEC-RAS.

En la Figura 33 se observan 4 colores: los puntos azules corresponden a la modelación con HEC-RAS, los puntos naranjas corresponden a las mediciones realizadas con ADCP en las diferentes campañas, los puntos rojos corresponden a las mediciones realizadas con la técnica LS-PIV y la curva verde corresponde a la línea de tendencia ajustada con los datos obtenidos por la simulación con HEC-RAS. Estos mismos se encuentran superpuestos entre sí, es decir, que la modelación realizada con HEC-RAS se corresponde con las mediciones realizadas con ADCP y LS-PIV. Por otro lado, se puede analizar que a medida que el caudal aumenta, también aumenta la elevación (ver Tabla 5).

Tabla 5.- Variaciones de altura con respecto al caudal.

Q [m ³ /s]	H [m]	ΔH [m]	Q [m ³ /s]	H [m]	ΔH [m]
0,2	0,27	-	1,4	0,66	5
0,4	0,37	10	1,6	0,71	5
0,6	0,44	7	1,8	0,75	4
0,8	0,50	6	2,0	0,79	4
1,0	0,56	6	2,2	0,83	4
1,2	0,61	5	2,4	0,86	3

Se puede establecer que, una regla graduada o un sensor de nivel son herramientas válidas para monitorear los caudales de salida con baja incertidumbre, ya que se concluye que una variación de 3 a 5 cm de nivel representa un cambio de 200 l/s.

Análisis de las alternativas

En la Figura 34 se presentan las líneas de flujo y velocidad media para las diferentes alternativas modeladas por medio del postprocesador ParaView. En la alternativa 0 se observan separaciones muy marcadas del flujo y se visualizan recirculaciones, tanto en la parte externa de la curva como las desarrolladas aguas debajo del vértice del tabique.

Las Alternativas 1 y 2, que incorporan los tabiques deflectores en forma de “I” y “L”, logran disminuir notablemente la zona de recirculación aguas debajo de la curva en longitud y ancho. Sin embargo, se puede notar que, continúa desarrollándose una zona de baja velocidad en la margen externa de la curva.

La Alternativa 3 permite reducir el volumen de recirculación y estancamiento del flujo, tanto en la zona exterior de la curva, como en la interior gracias a la incorporación de tabiques semicirculares.

Continuando con el análisis, la extensión del tabique (Alternativa 4) también permite reducir el volumen de recirculación y estancamiento del flujo en la parte exterior de la curva como en la anterior alternativa, pero sin diferencias significativas con la situación actual.

La Alternativa 5 presenta un diseño novedoso, la incorporación de ventanas de paso de flujo. Si bien este esquema reduce las zonas de circulación, no logra disminuir las zonas de baja velocidad en la margen externa de la curva.

Por últimos, las Alternativas 6 y 7 exhiben un cambio en la forma de la CC, haciéndola más larga que ancha, manteniendo el mismo volumen. En las mismas se logra disminuir el volumen de recirculación y de estancamiento tanto en la zona interna como externa de las curvas. Pero en la Alternativa 7, con la incorporación de los tabiques, el flujo presenta una mayor velocidad en estas zonas, lo que disminuye aún más estas zonas de estancamiento.

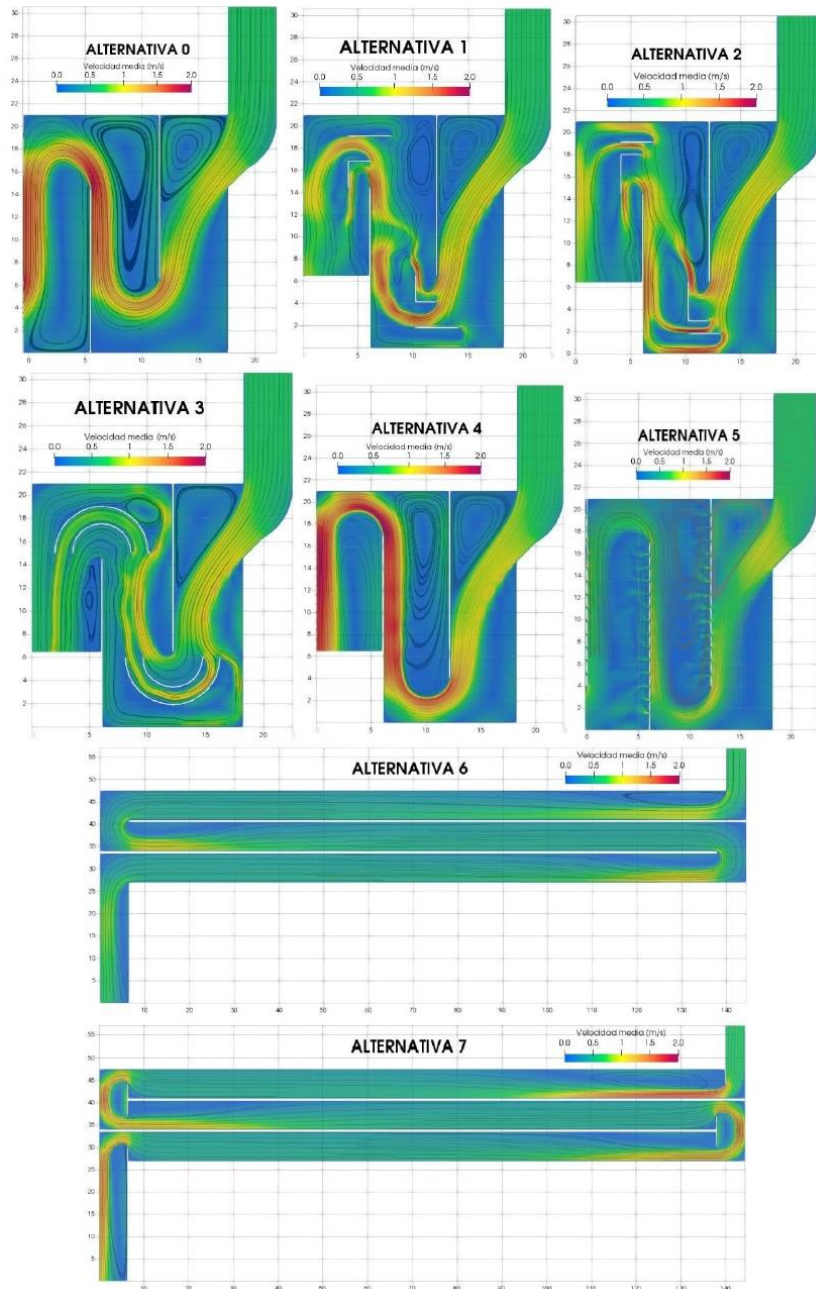


Figura 34.- Velocidad y líneas de flujo para los 7 esquemas propuestos para mejorar la hidráulica de las curvas.

En base a los resultados se estimaron indicadores de la eficiencia hidráulica (HEIs) y se definió cual es la mejor alternativa para mejorar la eficiencia de la CC, basándose en la clasificación de Athanasios Angeloudis (2014), la cual define a la CC como "pobre", "regular", "comprometedor", "aceptable" y "excelente" para cada una de las cuatro HEIs.

En la **Tabela 6** se presentan los cuatro HEIs utilizados para comparar la eficiencia relativa de las alternativas analizadas.

Tabla 6.- Índices utilizados para comparar la eficiencia relativa.

Símbolo	Definición	Rango
θ_{10}	Tiempo normalizado desde la inyección para el paso del 10% de la masa del trazador inyectado a través de la sección de control.	(0-1)
θ_{90}	Tiempo normalizado desde la inyección para el paso del 90% de la masa del trazador inyectado a través de la sección de control.	(1-2)
M_o	Índice de Morrill.	(1-21.9)
AD	Índice de Aral-Demirel.*	(0-9)

*: Reference: “Performance of Efficiency Indexes for Contact Tanks” (Demirel & Aral, 2018).

Donde el indicador $\theta_{10} = t_{10}/T_P$ sirve como una medida de la severidad de la interrupción de la conectividad mientras que el $\theta_{90} = t_{90}/T_P$ resalta el grado de recirculación interna. Por otro lado, el índice de $M_o = \theta_{90}/\theta_{10}$ indica cuan eficiente es la mezcla en el tanque de desinfección y el índice $AD = (\theta_{90} - 1)/(1 - \theta_{10})$ se propuso para la evaluación de las características tanto hidráulicas como de mezcla de un tanque de contacto.

Para que la CC sea considerada eficiente, los primeros HEIs deben converger a 1 y el último a 0. En estos cálculos se utilizan los siguientes tiempos:

- t_{10} : pasaje del 10% de la masa del trazador.
- t_{90} : pasaje del 90% de la masa del trazador.

En la

Tabla 7 se muestran los resultados de los HEIs calculados para las diferentes alternativas. Se calcularon los HEIs para las alternativas 0, 3, 5, 6 y 7; las alternativas restantes (1,2 y 4) fueron descartadas por tener resultados similares a la alternativa 0 (original), que es la que desea mejorar.

Tabla 7.- HEIs asociado a las curvas de trazado normalizadas

Alternativa	θ_{10}	θ_{90}	M_o	AD
0	0,73	1,27	1,75	0,98
3	0,83	1,16	1,40	0,97
5	0,81	1,26	1,56	1,38
6	0,81	1,22	1,50	1,21
7	0,83	1,35	1,62	2,03

Con respecto al índice θ_{10} , mientras más cercano sea al número 1, menores son los atajos que toma el flujo. En este caso se observan que las alternativas modeladas, mejoran un 10% con respecto a la alternativa inicial. El valor del índice θ_{90} si tiende a 1, existe una porción de fluido que queda atrapado en las recirculaciones, por lo tanto, no se produciría la mezcla entre el efluente y el cloro. Se puede observar que los mayores valores lo presentan las alternativas 7 y 5, mejorando también un 10% la alternativa inicial. El índice de M_o , expresa que, mientras más cercano a 1, mayor es la porción del flujo que queda atrapada en las recirculaciones, otra porción del mismo se desvía aumentando los cortocircuitos y, como consecuencia no se produce la mezcla buscada. Como se observa en la

Tabla 7, el mayor valor de este índice lo presenta la alternativa inicial, debido a que el denominador (θ_{10}) es el de menor valor entre todas las alternativas. Sin embargo, existe una controversia ya que si bien, el valor del índice de M_o es el mayor, implicando menores recirculaciones del flujo y disminuyendo los cortocircuitos, el valor de $\theta_{10} = 0,73$ indica lo contrario. Entonces, la

pregunta que surge es: ¿Los valores elevados del índice M_o se asocian a una buena mezcla o estos valores elevados son un indicador de un alto estado de cortocircuito en la CC? Para seguir con el análisis de la mejor alternativa, se procede a analizar el índice AD . Los valores de este índice aumentan cuando existe una buena mezcla en la cámara a medida que aumenta el valor del numerador. Por lo tanto, los valores altos del índice AD implican menos cortocircuitos y una buena mezcla, lo cual es una evaluación consistente para una alta eficiencia general. Los mayores valores de este índice los presentan las alternativas 7 y 5.

En síntesis, teniendo en cuenta los esquemas de la Figura 34 y los valores de la

Tabla 7, se recomiendan que los esquemas más viables son las alternativas 5 y 7, ya que permiten reducir drásticamente las zonas de recirculación y de estancamiento del flujo. El principal beneficio es que permitiría disminuir la dispersión de los tiempos de permanencia.

Se recomienda la implementación de la alterativa 5, que incorpora ventanas de paso del flujo en contra posición de la alternativa 7 que implica un cambio drástico de la forma de la CC.

CONCLUSIONES

Los resultados experimentales y la simulación numérica permitieron obtener una caracterización detallada de la hidrodinámica del flujo, la determinación de caudales y la calibración de la curva altura-caudal a la salida del tratamiento.

Se puede concluir que el uso del Perfilador de Corriente Acústico Doppler (ADCP) permitió obtener los diferentes parámetros hidráulicos del canal de aforo de la CC de planta.

El campo de velocidades obtenidos con la técnica LS-PIV reporta que las zonas de recirculación y estancamiento del flujo afectan a un gran porcentaje del volumen de la CC. En consecuencia, la trayectoria media del flujo es mucho menor a la teórica y el tiempo de permanencia efectivo es menor al estimado en base al caudal medio.

La curva altura-caudal se aproxima a una función potencial con pendiente positiva y se concluye que, ante una pequeña variación del tirante, se produce una gran variación del caudal. En base a esto, se puede realizar una medición directa del caudal colocando una regla graduada en el canal de aforo de la CC, lo cual, disminuiría la sobreestimación de los caudales provocados por la medición indirecta utilizada actualmente en “EDAR-BG”.

En particular, los resultados de la simulación numérica sugieren que el diseño hidráulico de la CC debe considerar dos aspectos: en primer lugar, minimizar los atajos del flujo para garantizar un tiempo de contacto suficiente y uniforme para desactivar los patógenos y, en segundo lugar, evitar la concentración de desinfectante debido a un tiempo de residencia prolongado en las zonas muertas, que pueden promover la formación de subproductos de desinfección. Es por esto, que las alternativas 5 y 7 son las elegidas para mejorar el diseño hidráulico, específicamente la alternativa 5 que no requiere un cambio drástico en la forma de la CC.

En general, se concluye que, a la hora de optimizar los procesos en el tratamiento de efluentes, lo ideal es considerar tanto las variables globales (altura, caudal) como las variables internas del flujo (turbulencia).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Athanasios Angeloudis** (2014): “Numerical and experimental modelling of flow and kinetic processes in serpentine disinfection tanks”, PhD, Cardiff University.
- Crittenden, J. C., Trussell, R., Hand, D., Howe, K., & Tchobanoglous, G.** (2012). *MWH’s Water Treatment Principles and Design* (Third Edit.). New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

- Demirel E. & Aral Mustafa M.** (2018): “Performance of Efficiency Indexes for Contact Tanks”. *Journal of Environmental Engineering*. Volume 144 Issue 9- September 2018.
- Environmental Protection Agency.** (1986). *Design Manual Municipal Wastewater Disinfection*. Center for Environmental Research Information. Cincinnati, OH, US.
- Geuzaine, C., Remacle, J. F.** 2009 **Gmsh:** A 3-D element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Issue, 461-477.
- Goula, A. M., Kostoglou, M., Karapantsios, T. D. & Zouboulis, A. I.** 2008 A CFD methodology for the design of sedimentation tanks in potable water treatment case study: the influence of a feed flow control baffle. *Chemical Engineering Journal* 140, 110–121.
- Metcalf and Eddy, Inc.;** Tchobanoglous, G. (rev. téc.) (1995) *Ingeniería sanitaria: tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales*.
- Oberg, K., Morlock, S., and Caldwell, W.** (2005) “Quality-Assurance Plan for Discharge Measurements Using Acoustic Doppler Current Profilers”. U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2005-5183, 2005.
- Oberg, K. and Mueller, D.** (2007). “Validation of Streamflow Measurements Made with Acoustic Doppler Current Profilers”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(12):1421-1432, 2007.
- Patalano, A., and García, C. M.** 2016 RIVeR - Towards affordable, practical and user-friendly toolbox for Large Scale PIV and PTV techniques. *River Flow*, St. Louis.
- Patalano, A., García, C.M. y Rodríguez, A.** 2017 Rectification of Image Velocity Results (RIVeR): A simple and user-friendly toolbox for large scale water surface Particle Image Velocimetry (PIV) and Particle Tracking Velocimetry (PTV). *Computers and Geosciences*, 109: 323–330.
- Patankar, S. V.** 1980 *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. Hemisphere publishing corporation, Taylor and Francis Group, New York.
- Patalano, A., García, C. M., Guillén, N., García, C., Díaz, É., Rodríguez, A., y Ravelo, A.** 2014 Evaluación experimental de la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala para la determinación de caudales en ríos serranos. *Aqua-LAC UNESCO*, 6, 17-24.
- Raggesi, Iván Matías.** (2017). “Caracterización Hidrodinámica Detallada del Flujo en Estructuras Hidráulicas de Plantas de Tratamiento de Aguas y Aguas Residuales para Evaluar su Funcionamiento”. Tesis Doctoral. Doctorado en Ciencias de la Ingeniería. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba.
- Raggesi I. Matias, García C. Marcelo, Márquez Damían S., Pozzi Piacenza C., Cantero Mariano I.** 2019. “Detailed experimental and numerical characterization of turbulent flow in components of a water treatment plant”. *Water Sci Technol* (2019) 80 (11): 2117–2130. <https://doi.org/10.2166/wst.2020.013>
- Raggesi I. Matias, Leyria Rainieri Gianina, Ganancias Facundo, García C. Marcelo, Di Buó Melina, Balangero Bottazzi Gerardo;** 2021. Combined use of LS-PIV and CFD for the characterization of turbulent flow in the contact chamber of ‘COSTA AZUL’ wastewater treatment plant, Carlos Paz. *Journal of Hydroinformatics* 1 September 2021; 23 (5): 1083–1097. doi: <https://doi.org/10.2166/hydro.2021.024>
- Shahrokhi, M., Rostami, F., Md Said, M. A. & Syafalni, S.** 2011 Numerical investigation of baffle effect on the flow in a rectangular primary sedimentation tank. *World Academy of Science, Engineering and Technology. International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering* 5 (10), 571–576.
- Patziger, M. & Kiss, K.** 2015 Analysis suspended solids transport processes in primary settling tanks. *Water Science and Technology* 72 (1), 1–9.
- Thielicke, W., y Stamhuis, E. J.** 2014 PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software*, 2.
- Wei, W., Bai, Y. & Liu, Y.** 2016 Optimization of submerged depth of surface aerators for a carousel oxidation ditch based on large eddy simulation with Smagorinsky model. *Water Science and Technology* 73 (7), 1608–1618.

INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO EM ESCOAMENTOS TIPO “DAM BREAK” DE FLUIDOS NÃO NEWTONIANOS

Sthefany Lambardozi Ferreira¹, Roberta Brondani Minussi¹, Marcus Vinícius Canhoto Alves² e Geraldo de Freitas Maciel³

¹Universidade Federal do Paraná - Campus Pontal do Paraná - Centro de Estudos do Mar, Brasil, lambardozis@gmail.com, robertaminussi@ufpr.br

²Universidade do Estado de Santa Catarina - Departamento de Engenharia Mecânica, Brasil, marcus.alves@udesc.br

³Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - Departamento de Engenharia Civil, Brasil, geraldo.f.maciell@unesp.br

RESUMO:

Estuda-se o problema tipo *dam break* em um canal bidimensional utilizando o *software* Ansys – Fluent 2019R3, usando o método dos Volumes Finitos para escoamentos multifásicos *Volume of Fluid* (VOF). Seis fluidos de diferentes reologias (plásticos de Bingham, Fluidos dilatantes e pseudoplásticos com ou sem tensão limite de escoamento) tiveram seus escoamentos analisados para três inclinações diferentes (10°, 15° e 20°). Os resultados mostram que para as condições simuladas, a tensão limite de escoamento e a inclinação do canal são os fatores mais relevantes para o comportamento dos escoamentos.

ABSTRACT:

The dam break problem in a two-dimensional channel is studied using Ansys – Fluent 2019R3 software using the Finite Volumes method for Volume of Fluid (VOF) multiphase flows. Six fluids of different rheologies (Bingham plastics, dilatant fluids and pseudoplastics with or without yield stress) have their flows analyzed for three different slopes (10°, 15° and 20°). The results show that, for the simulated conditions, the yield stress and the channel slope are the most relevant parameters for the overall behavior of the flows.

PALAVRAS CHAVES: escoamento tipo *dam break*; reologia, inclinação, VOF.

INTRODUÇÃO

Dá-se o nome de *dam break flows* aos escoamentos nos quais um fluido represado é liberado de maneira instantânea. Trata-se de um tipo de escoamento com superfície livre que pode ser usado tanto para modelar o escoamento decorrente do rompimento de barragens, como também em alguns casos de desmoronamentos, deslizamentos de terra e escoamentos geofísicos, além de servir como teste para calibração de modelos numéricos de escoamentos multifásicos.

Quando o fluido represado apresenta características não newtonianas, como nas barragens de rejeito que se romperam nas cidades mineiras de Brumadinho e Mariana, além dos evidentes efeitos devastadores, a modelagem deste tipo de escoamento, seja matemática ou numérica, torna-se muito mais complexa do que no caso de barragens de água.

Com base nas motivações citadas, este trabalho tem como foco o estudo numérico do efeito da inclinação de um canal neste tipo de escoamento quando o fluido possui características não newtonianas.

DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Os fluidos comumente encontrados em barragens de rejeito, bem como as lamas encontradas nos deslizamentos de terra e pés de barragem, apresentam, normalmente, características não newtonianas (pseudoplásticas), conforme Coussot e Meunier, 1996; Coussot et al, 1998; Maciel et al., 2009; Takahashi, 2014. No caso da presença de partículas sólidas inertes em grande concentração, há também a possibilidade de que as misturas apresentem comportamento dilatante (Takahashi, 2014). Neste trabalho tanto fluidos dilatantes quanto pseudoplásticos serão estudados na presença e na ausência de tensão limite de escoamento.

Existem inúmeros modelos reológicos para se descrever a relação constitutiva entre o tensor viscoso, $\boldsymbol{\tau}$, e o tensor taxa de deformação, \boldsymbol{D} , sendo o modelo newtoniano generalizado de Herschel-Bulkley (HB) um dos mais utilizados, conforme descrito pela equação [1]:

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{\tau_c \boldsymbol{D}}{D} + \frac{2^n k_n \boldsymbol{D}}{D^{1-n}} \quad [1]$$

em que τ_c é a tensão limite de escoamento; D é a raiz quadrada do negativo do segundo invariante de \boldsymbol{D} ; n é o índice de escoamento e k_n o índice de consistência.

Para uma melhor compreensão, a equação [1] é reescrita no caso de problemas de cisalhamento simples, ou seja, quando há apenas um componente do tensor viscoso (equação [2]). Neste caso:

$$\tau = \tau_c + k_n D^n \quad [2]$$

A equação [2] recupera outros modelos, a saber: o modelo newtoniano (quando $\tau_c = 0$; $n = 1$ e k_n equivale à viscosidade dinâmica absoluta, μ); o modelo de plástico de Bingham (quando $n = 1$ e k_n equivale à viscosidade plástica μ_p) e o modelo Lei de Potências (quando $\tau_c = 0$).

Neste trabalho tanto fluidos dilatantes ($n > 1$) quanto pseudoplásticos ($n < 1$) serão estudados na presença e na ausência de tensão limite de escoamento.

O papel da inclinação do canal também é importante, principalmente pela existência da tensão limite de escoamento. A tensão limite de escoamento é um valor de tensão cisalhante para o qual o fluido se comporta como um sólido elástico quando submetido a tensões menores do que estes valores (ou uma “viscosidade infinita”) e como fluido (viscosidade aparente), em caso contrário. Portanto, a depender do estado de tensões a que o fluido está submetido, determinadas regiões podem permanecer estacionárias ou sendo movidas apenas pelo fluido adjacente. Estas regiões são chamadas de “plug zones” e é objeto de estudo neste trabalho.

É importante ressaltar que as viscosidades infinitas que ocorrem para tensões menores do que a tensão limite de escoamento geram problemas nas soluções numéricas das equações de transporte. Diversas maneiras para contornar este problema são propostas na literatura, como os modelos regularizados de Bercovier-Engelman (1980) e de Papanastasiou (Papanastasiou, 1987).

Voltando ao papel da inclinação do canal nestes escoamentos, muitos trabalhos experimentais e/ou teórico-analíticos são encontrados na literatura. Entre eles, pode-se citar Huang e García (1998); Ancy e Cochard (2009); Ancy et al. (2012) e Andrieli et al. (2012).

Huang e García (1998) estudaram experimentalmente o escoamento de fluidos com reologia HB em canais inclinados e compararam com uma análise teórica usando a teoria da lubrificação.

Ancy e Cochard (2009); Andreini et al. (2012) e Ancy et al. (2012) realizaram experimentos em canais inclinados para o estudo do escoamento *dam break* de fluidos HB. Ancy e Cochard (2009) compararam a posição da frente de onda e os perfis de escoamento de seus experimentos com a teoria

da lubrificação e aproximações assintóticas. Eles encontraram que, para grandes inclinações, a teoria apresenta boa concordância com os experimentos mas que, para baixas inclinações, a teoria se desvia bastante. Concluíram que as discrepâncias encontradas para os problemas com menores inclinações se deviam à formação de zonas não cisalhadas ou formação de “diques” laterais que causavam uma leve aceleração, pela diminuição da área de seção transversal.

Já Ancey *et al.* (2012) compararam seus experimentos com três teorias que usam a aproximação de águas rasas: o modelo da onda cinemática; a teoria da lubrificação e as equações de Saint-Venant unidimensionais. Eles encontraram que o modelo mais simples (onda cinemática) foi o que demonstrou os melhores resultados, embora seja um modelo incapaz de descrever o perfil da frente de onda. Por outro lado, constataram que a teoria da lubrificação estimou uma aceleração inicial bem maior do que aquela encontrada nos experimentos e que o modelo de Saint Venant, embora seja o mais completo entre os três, chegou aos piores resultados.

É sabido que os modelos baseados na hipótese de águas rasas podem apresentar desvios importantes principalmente no início do escoamento (fase inercial). Isto é o que encontraram Minussi e Maciel. (2012) ao estudar os escoamentos tipo *dam break* de fluidos HB em canais horizontais.

Andreini *et al.* (2012) focaram seus estudos experimentais na definição de parâmetros da dinâmica interna dos escoamentos (como a determinação do campo de velocidade) ao invés de estudar o alcance de onda, tempo de parada, etc. (parâmetros globais). Eles encontraram que as velocidades foram muito menores do que aquelas previstas pela análise usando a teoria da lubrificação, principalmente na região da frente de onda.

Com relação a trabalhos numéricos do escoamento tipo *dam break* com reologia não newtoniana, eles são bem mais escassos, sobretudo o efeito da inclinação do canal sobre o escoamento. Pode-se citar aqui Schaer *et al.* (2018) que estudaram os campos de tensão limite de escoamento e formação das superfícies críticas (limite entre regiões cisalhadas e não cisalhadas) em escoamentos com um canal inclinado. No entanto, o estudo foi feito considerando um fluxo constante do material com reologia HB, ou seja, o foco não foi em escoamentos tipo *dam break*. Além disso, o canal não teve sua inclinação variada.

MATERIAIS E MÉTODOS

Estuda-se o problema tipo *dam break* em um canal bidimensional utilizando o *software* Ansys – Fluent 2019R3 usando o método dos Volumes Finitos para escoamentos multifásicos *Volume of Fluid* (VOF). Seis fluidos tiveram seus escoamentos analisados para quatro inclinações de canal (10° , 15° e 20°). O fluido é represado de forma que a superfície livre encontre a extremidade inferior do domínio, conforme a Figura 1.

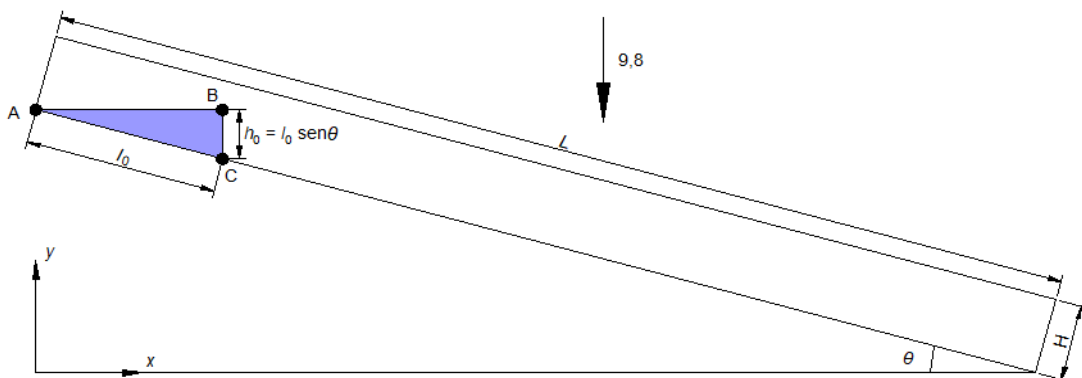


Figura 1. - Domínio computacional e condições iniciais.

Os valores de l_0 e L são feitos, respectivamente, iguais a 500 mm e 2000 mm para todas as simulações. Já o valor de H é igual a 150 mm para a inclinação de 10° ao passo que é feito igual a 250 mm para as inclinações de 15° e 20° . Todas as simulações são feitas para um tempo total de 5 segundos, utilizando-se um passo de tempo de 10^{-4} segundos, malha regular de 2 mm e um critério de convergência 0.25×10^{-4} . Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros reológicos dos 6 fluidos.

Tabela 1. - Parâmetros reológicos dos fluidos simulados.

Fluido	n	k_n (Pa.s ⁿ)	τ_c (Pa)	Comportamento/Modelo reológico
Fluido 1	0.8	1	0	Pseudoplástico sem tensão limite de escoamento /Lei de potências
Fluido 2	0.8	1	50	Pseudoplástico com tensão limite de escoamento /Herschel-Bukley
Fluido 3	1.2	0.1	0	Dilatante sem tensão limite de escoamento/ Lei de potências
Fluido 4	1.2	0.1	50	Dilatante com tensão limite de escoamento/ Herschel-Bulkley
Fluido 5	1	1	50	Plástico de Bingham/Bingham
Fluido 6	1	0.1	50	Plástico de Bingham/Bingham

Para o cômputo da viscosidade aparente, η , adotou-se o mesmo modelo de Minussi e Maciel (2012):

$$\eta = \tau_c [\max(D_{inf}, D)]^{-1} + k_n \{\min[D_{sup}, D + D_{inf}]\}^{n-1} \quad [3]$$

no qual D_{inf} e D_{sup} são, respectivamente, os limites inferior e superior da taxa de deformação.

O modelo foi inserido no *software* via UDF (*user defined function*). Adotou-se para todos os casos, $D_{inf} = 0.0001 \text{ s}^{-1}$ e $D_{sup} = 50000 \text{ s}^{-1}$.

Observação: houve um erro na UDF utilizada para o Fluido 3, sendo que o erro foi percebido depois que todos os casos foram simulados. Escolheu-se a manutenção dos nomes dos Fluidos 4, 5 e 6 como boa prática de pesquisa para trabalhos futuros com a nova simulação dos casos para o Fluido 3.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir são mostrados dois tipos de comparação: na primeira delas, são analisados os escoamentos dos 5 fluidos para a mesma inclinação, de 20° , a fim de se avaliar os efeitos da tensão limite de escoamento, índice de consistência e índice de escoamento. Já no segundo tipo de comparação, analisa-se o efeito da variação da inclinação do canal sobre parâmetros de escoamento do Fluido 1.

Na Figura 2 são mostradas as evoluções dos valores máximos e dos valores mínimos das tensões de cisalhamento para alguns passos de tempo.

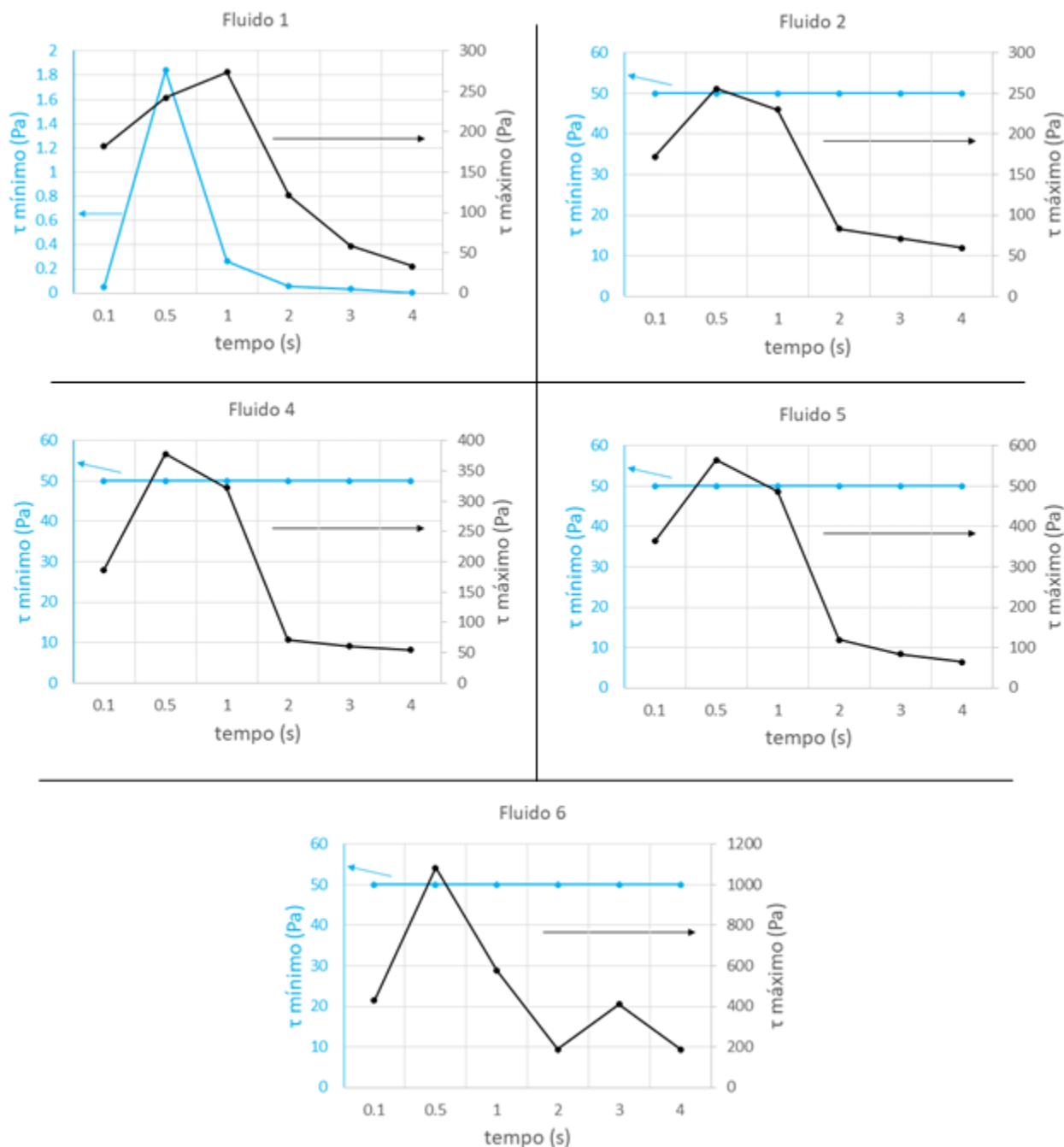


Figura 2. – Evolução temporal dos valores máximos e dos valores mínimos de tensão de cisalhamento em função do tempo para todos os fluidos escoando no canal de inclinação 20°.

Com relação aos valores máximos de tensão de cisalhamento, observa-se que ocorre um pico de tensão de cisalhamento para $t = 0.5$ s (exceto para o Fluido 1, no qual o pico ocorre mais tardiamente, aos 1.0 s e para o Fluido 6 que apresenta dois picos). Além disso, há uma semelhança entre as curvas dos Fluidos 2, 4 e 5 no entanto, não se pode afirmar o motivo de tal semelhança já que tais fluidos apresentam comportamentos reológicos distintos. Uma hipótese seria a presença da tensão limite de escoamento, mas caso fosse esse o motivo, seria esperado que o Fluido 6 também apresentasse o comportamento observado. É importante salientar também que, de fato, os picos podem não ocorrer exatamente para os passos de tempo mostrados, já que foram usados poucos pontos para construção da Figura. Por exemplo, para o Fluido 5, o pico deve ocorrer, provavelmente, entre os instantes 0.5 e 1 s. Com relação ao segundo pico que ocorre com o Fluido 6, é provável que

ele tenha ocorrido por causa do encontro do fluido com a parede de jusante, fenômeno chamado de *slosh flow*. Na Tabela 2 são apresentados os intervalos de tempos necessários para o fluido se chocar com a parede de jusante e os tempos onde ocorrem os picos de tensão de cisalhamento para os intervalos analisados na Figura 2.

Ainda com relação à Figura 2, é possível observar que os valores mínimos equivalem à tensão limite de escoamento nos casos dos Fluidos 2, 4, 5 e 6, o que era esperado.

Tabela 2. – Intervalos de tempos necessários para o fluido se chocar com a parede de jusante e tempos para os quais ocorrem os picos de tensão de cisalhamento para os intervalos analisados na Figura 2.

Fluido	Tempo onde começa o <i>slosh flow</i>	Tempos onde ocorrem os picos de tensão cisalhante
Fluido 1	Entre 0.5 e 1 s	1 s
Fluido 2	Entre 1 a 2 s	0.5 s
Fluido 4	Entre 1 e 2 s	0.5 s
Fluido 5	Entre 1 a 2 s	0.5 s
Fluido 6	Entre 1 a 2 s	0.5 s e 3 s

Nas Figuras 3 e 4 analisa-se onde, dentro do campo de tensões, ocorrem os valores máximos e a existência das *plug zones*. Como exemplo da evolução do campo de tensões de cisalhamento com o tempo, na Figura 3 mostra-se o escoamento do Fluido 1 através do canal de inclinação 20°.

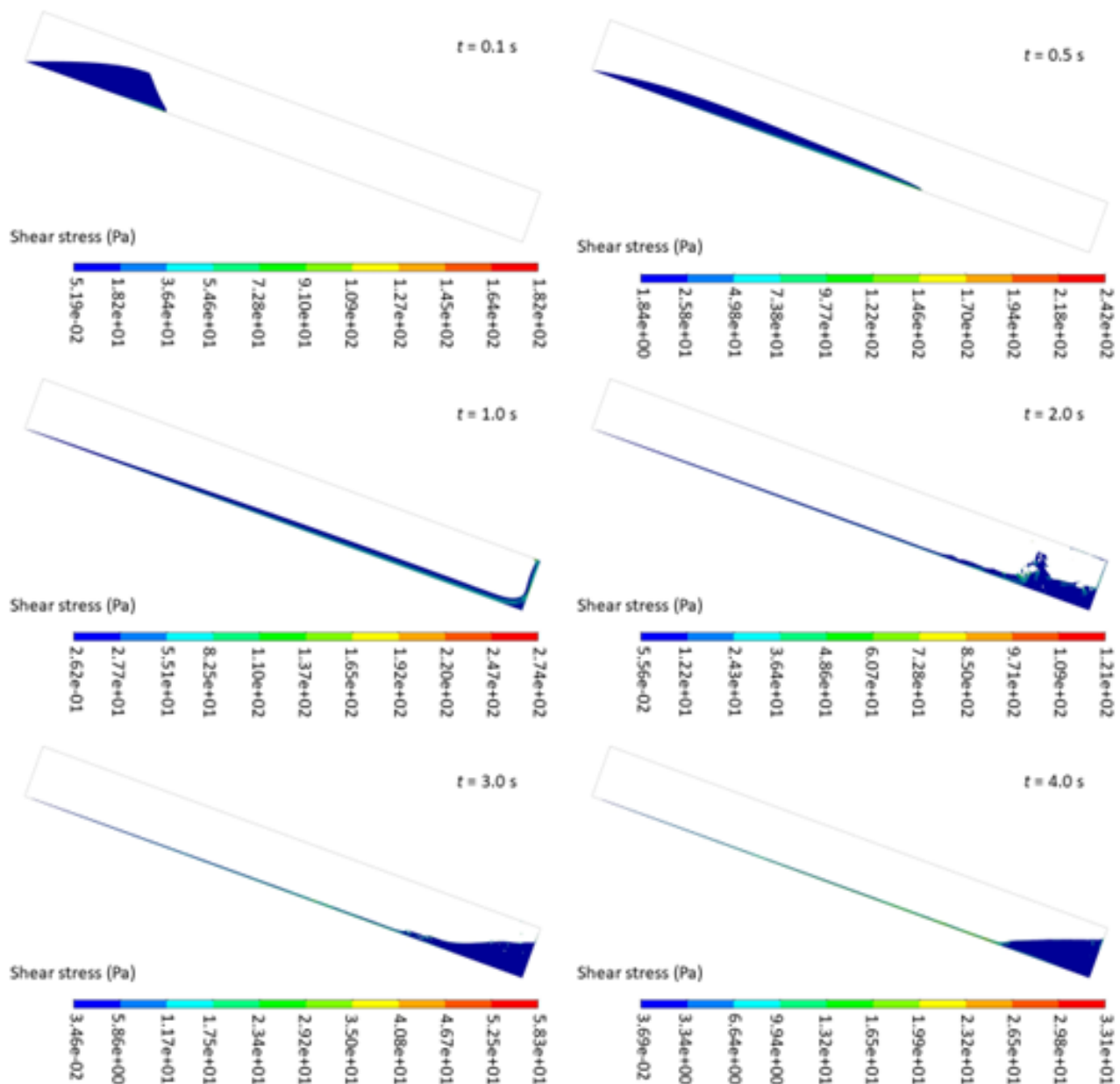


Figura 3. – Campo de tensão de cisalhamento para diversos tempos – Escoamento do Fluido 1 para canal com inclinação de 20 °.

Como pode ser observado, para todos os instantes de tempo, o campo de tensões de cisalhamento apresenta-se, na sua maior extensão, com valores nos limites inferiores. De fato, os valores maiores, como era de se esperar, ocorrem no contato com o fundo do canal, na sua região de frente. Para uma melhor visualização, na Figura 4 são mostrados os campos de tensão de cisalhamento para todos os fluidos aos 0.5 s.

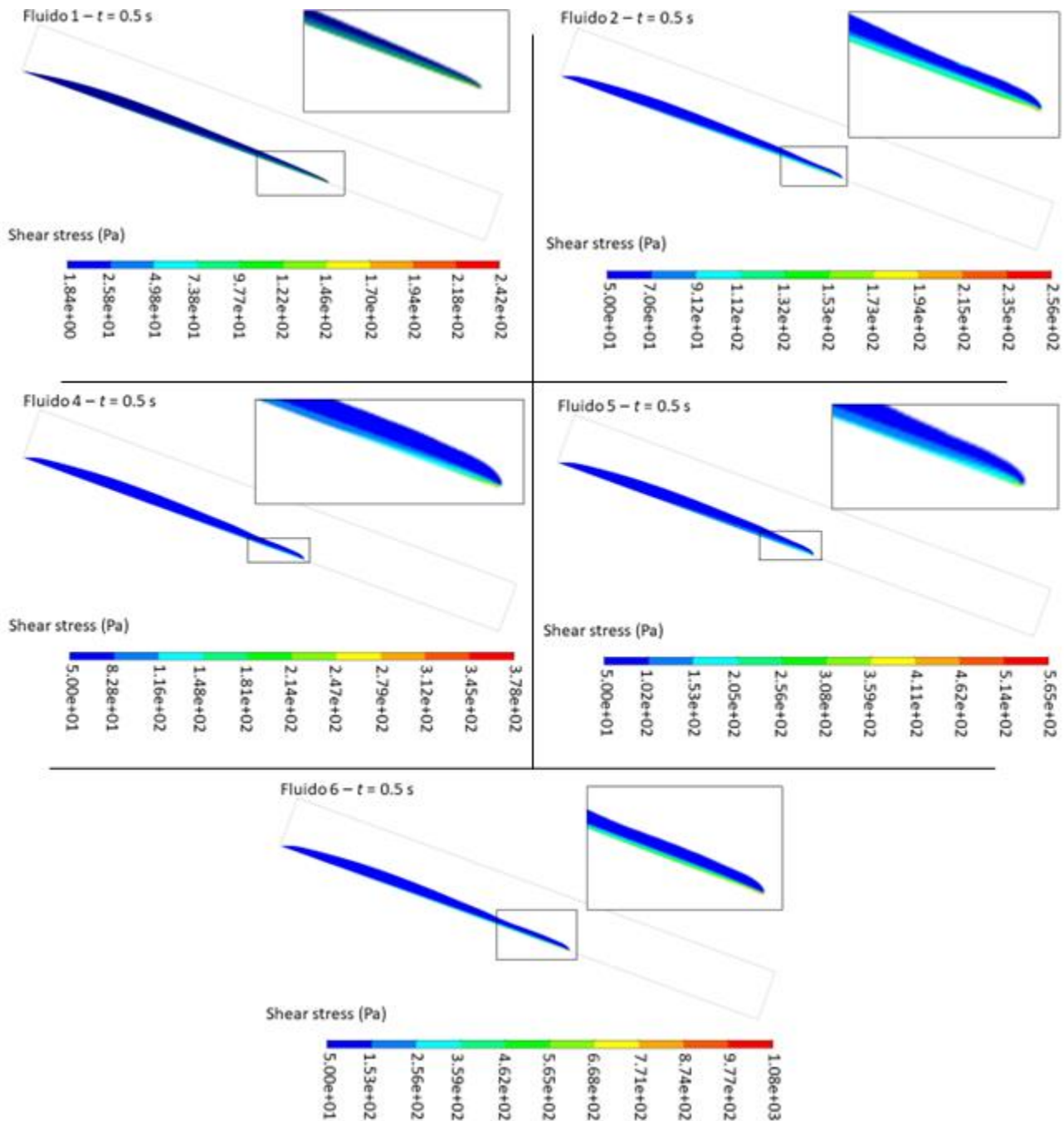


Figura 4. – Campos de tensão de cisalhamento aos 0.5 s para o canal inclinado a 20° .

Observa-se que, de fato, os valores máximos de tensão de cisalhamento ocorrem apenas na frente de onda, no contato com a parede, diminuindo a montante e formando uma grande região com baixos valores de tensão de cisalhamento (igual à tensão limite de escoamento para os fluidos 2, 4, 5 e 6), que poderiam ser caracterizadas como *plug zones*. É interessante observar também que não há alterações importantes nos campos de escoamento do Fluido 4, o único com comportamento dilatante.

A seguir analisa-se o efeito da inclinação no escoamento do Fluido 1. Na Figura 5 tem-se a comparação dos valores máximos e mínimos de tensão de cisalhamento e na Figura 6 compara-se a interface do líquido com o ar para alguns instantes de tempo.

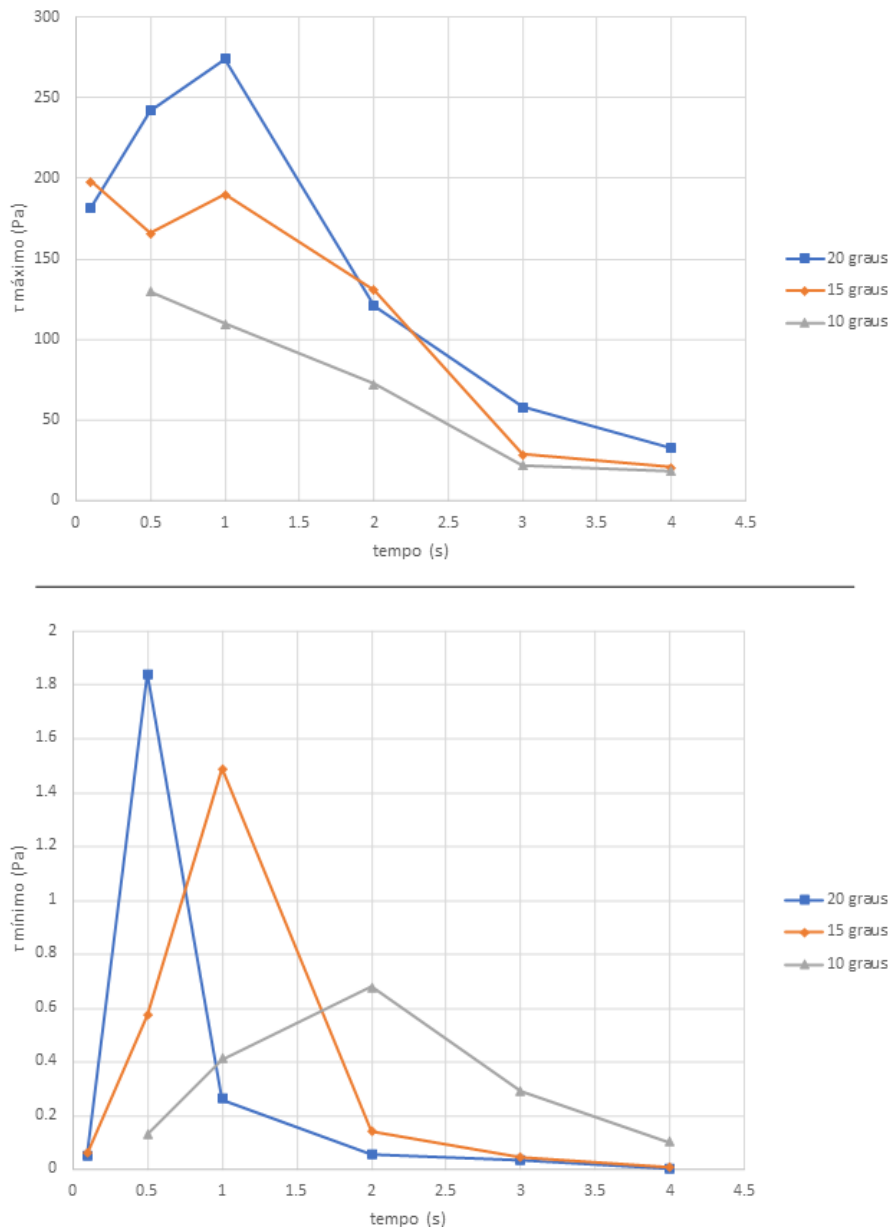


Figura 5. – Valores máximos e mínimos de tensão de cisalhamento em função do tempo para o Fluido 1 escoando em 3 inclinações diferentes.

Observa-se para a inclinação de 15 graus ocorre um pico aos 0.1 s e outro ao 1 s. É interessante notar que esse pico ao 1 s ocorreu antes do *slosh flow*, mostrando um comportamento diferente daquele mostrado anteriormente para o Fluido 6 para a inclinação de 20°. No entanto, no momento, não é possível afirmar o motivo desse desenvolvimento de maiores tensões de cisalhamento, sendo necessárias maiores investigações futuras. Com relação às mínimas tensões, fica claro que os valores diminuem com a diminuição da inclinação. Num primeiro momento poder-se-ia pensar que isto ocorre apenas em decorrência da menor força motriz – força gravitacional - na direção longitudinal do escoamento. No entanto, há de se observar que o volume de líquido reservado inicialmente também diminui com a diminuição da inclinação sendo então a inclinação um fator que influencia duplamente no desenvolvimento do escoamento.

Infelizmente os dados para 0.1 s com o canal inclinado a 10° foram perdidos, não sendo possível verificar se algum pico de tensão ocorreu antes dos 0.5 s.

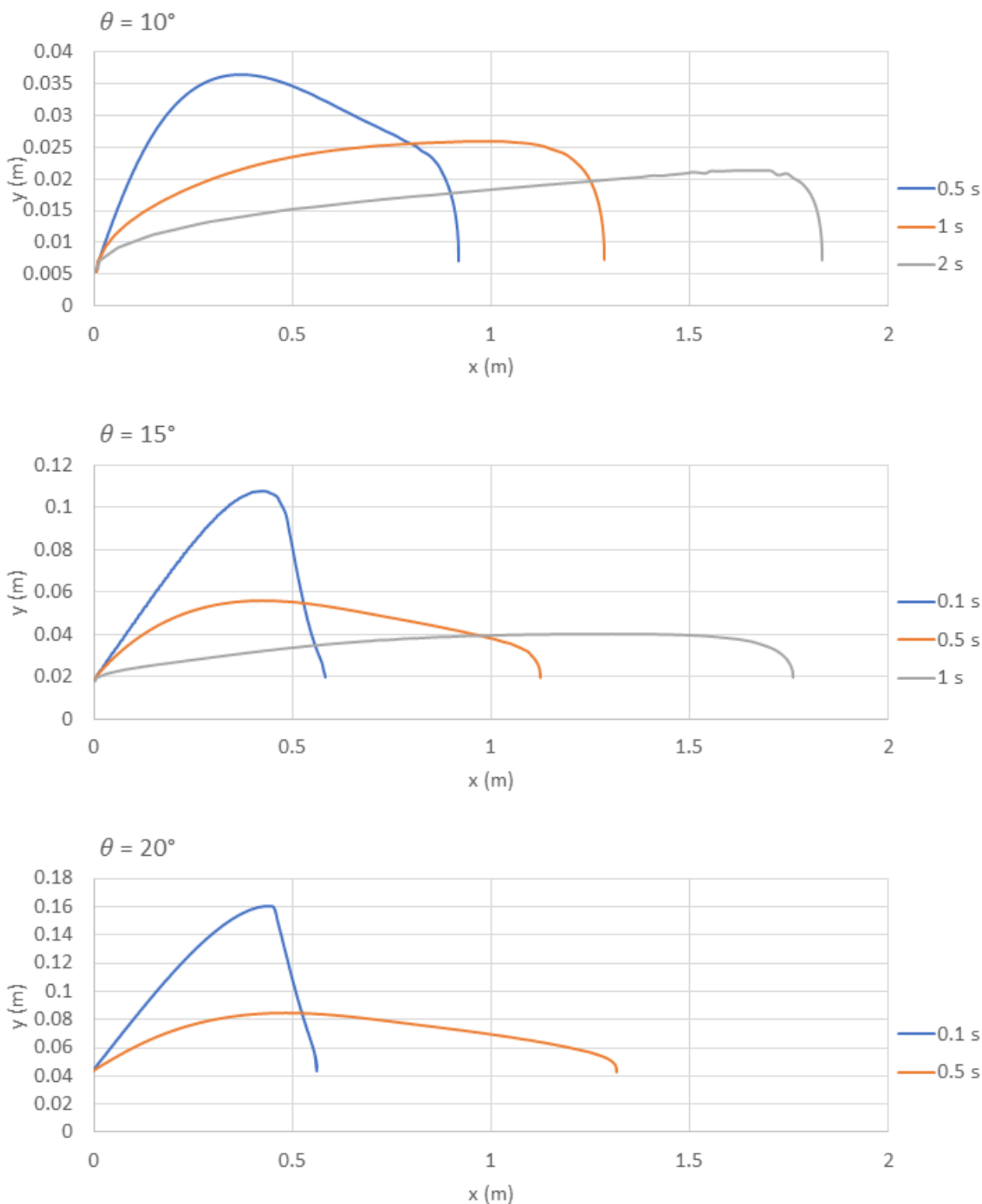


Figura 6. – Posição da superfície livre para o Fluido 1.

Na Figura 6 as posições da interface entre o Fluido 1 e o ar foram obtidas através da obtenção das posições dos volumes com frações volumétricas iguais a 0,5, rotacionando-se o canal de um ângulo θ em sentido anti horário. É possível observar que as curvas não tocam os eixos das abscissas. Este fato provavelmente ocorre pois no contato do líquido com o fundo do canal, as frações volumétricas são iguais a 1. As interfaces para 1 s quando $\theta = 20^\circ$ e para 2 s quando $\theta = 15^\circ$ não foram mostradas pois, para estes tempos, o *slosh flow* já havia começado.

CONCLUSÃO

Os resultados mostram que, para as condições simuladas, a tensão limite de escoamento e a inclinação do canal são os fatores mais relevantes para o comportamento dos escoamentos. No futuro pretende-se ampliar este estudo, refazendo-se as simulações para o Fluido 3 e incluindo simulações para dois fluidos newtonianos com k_n iguais a 0.1 e 1 Pa.s.

AGRADECIMENTOS

À UFPR, pela disponibilidade da bolsa de Iniciação Científica pelo programa PIBIC-UFPR-TN. Agradecimentos também são devidos à: Fundação de Amparo à Pesquisa e Inovação do Estado de Santa Catarina (FAPESC), pelo suporte financeiro nos projetos: FAPESC 2019TR000779, 2019TR000783, e 2019TR000843; ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo suporte através da concessão CNPq 433820/2018-7; e também à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) termo de referência código: CAPES 001.

REFERÊNCIAS

- Ancey, C. and S. Cochard** (2009). “The dam-break problem for Herschel–Bulkley viscoplastic fluids down steep flumes”, *J. of Non-Newton. Fluid Mech.*, Vol. 158, pp. 18-35.
- Ancey, C.; Andreini, N. and G. Epely-Chauvin** (2012). “Viscoplastic dambreak waves: Review of simple computational approaches and comparison with experiments”, *Advances in Water Resources*, Vol. 48, pp. 79-91.
- Andreini, N., G. Epely-Chauvin and C. Ancey, C.** (2012). “Internal dynamics of Newtonian and viscoplastic fluid avalanches down a sloping bed”. *Physics of Fluids*, Vol. 24, No. 5, May 2012, p. 053101.
- Bercovier, M. and M. Engelman** (1980). “A finite-element method for incompressible non-Newtonian flows”. *Journal of Computational Physics*, Vol. 36, No. 3, 1980, pp. 313-326.
- Coussot, P. and M. Meunier** (1996). “Classification and mechanical description of debris flows”. *Earth-Science Reviews*, Amsterdam, n. 40, pp. 209-227.
- Coussot P., D. Laigle, M. Arattano, A. Deganutti, and L. Marchi** (1998). “Direct determination of rheological characteristics of debris flow”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 8, August 1998, pp. 865-868.
- Huang, X. and M. García** (1998). “A Herschel–Bulkley model for mud flow down a slope”. *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 374, pp. 305-333.
- Maciel, G. D. F., H. K. D. Santos, and F. D. O. Ferreira** (2009). “Rheological analysis of water clay compositions in order to investigate mudflows developing in canals”. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, Vol. 31. No. 1, pp. 64-74.
- Minussi, R. B. and G. F. Maciel** (2012). “Numerical experimental comparison of dam break flows with non-newtonian fluids”. *J Braz Soc Mech Sci Eng*. Vol. 34. No. 2. June 2012, pp.167-178.
- Papanastasiou, T. C.** (1987). “Flows of materials with yield”. *Journal of Rheology*, Vol. 31, No. 5, 1987, pp. 385-404.
- Schaer, N.; J. Vazquez; M. Dufresne; G. Isenmann, and J. Wertel** (2018). “On the Determination of the Yield Surface within the Flow of Yield Stress Fluids using Computational Fluid Dynamics”. *Journal of Applied Fluid Mechanics*, Elsevier, 2018, Vol. 11, pp.971 - 982.
- Takahashi, T.** (2014). *Debris flow: mechanics, prediction, and countermeasures*. Boca Raton: CRC Press, 2nd edition. 551 p.

INFLUENCIA DE MACRORRUGOSIDADES EN EL CAMPO DE VELOCIDADES SUPERFICIALES

Joaquin Candelaria^{a,b}, Martino Roman^{a,b}, Tarrab Leticia^a, Rodriguez Andres^{a,b}

^a LH-CETA. Laboratorio de Hidráulica – Centro de Estudios y Tecnología del Agua, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

^b IDIT. Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Córdoba, Argentina.

E-mail: candelaria.joaquin@mi.unc.edu.ar

Introducción

Los ríos ubicados en zonas montañosas se ven dominados por lechos con presencia de grandes rugosidades, pendientes pronunciadas y muchas veces acompañados de profundidades pequeñas. Comprender su hidráulica es importante para mitigar crecidas repentinas, inundaciones, conservar hábitats y estudiar el transporte de sedimentos (Buffington et. al., 2004). Esta geometría del lecho influye fuertemente en la perturbación de la superficie libre llevando a la formación de una amplia variedad de patrones de deformación y, además, conduce a la aparición de estructuras turbulentas. Como ejemplo, se puede mencionar el Río San Antonio de la provincia de Córdoba (Argentina) el cual se caracteriza por la presencia de grandes rugosidades y sumergencias relativas bajas (Figura 35).



Figura 35. - Río San Antonio, Provincia de Córdoba

Ha sido demostrado que conociendo la geometría y las características de la sección transversal del lecho junto con el perfil de velocidades superficiales se puede estimar el caudal erogado, para lo cual se debe aplicar un factor de corrección α que relaciona la velocidad media de flujo en la columna de agua con la velocidad superficial del flujo. Cuando los perfiles de velocidad tienen una distribución según la ley logarítmica, para flujos turbulentos y desarrollados es $\alpha=0,85$ (Johnson y Cowen, 2017). Para el caso de los flujos macrorrugosos someros, el perfil longitudinal de velocidades se aleja de la ley logarítmica (Byrd et. al., 2000; Nikora et. al., 2004) por lo cual el valor de 0,85 para el factor α ya no funciona como un buen coeficiente.

Se ha estudiado que para el caso donde los elementos resistentes tienen alturas comparables con su profundidad, las estructuras que se forman como consecuencia de estas presencias determinen campos de velocidad en la superficie libre que se encuentren estrechamente relacionados con la distribución del fondo (tamaño, separación), por lo cual, como se mencionó anteriormente, los perfiles logarítmicos de velocidades no pueden ser asumidos. La hidrodinámica de los flujos en presencia de elementos rugosos de gran tamaño depende fuertemente de la geometría de la red de obstáculos (su forma y tamaño en planta y en altura, la distancia media entre

ellos y la disposición en el lecho, desde redes ordenadas a distribuciones aleatorias), de la pendiente del lecho, de las características hidrodinámicas del obstáculo (coeficiente de resistencia, C_d , el cual es función del número de Reynolds local que embiste al obstáculo y de su forma) y de la relación entre la altura de los obstáculos y la profundidad del flujo (Cassan et. al., 2017, Canovaro et. al., 2007, Stone and Shen, 2002). Como consecuencia de las perturbaciones producto de las rugosidades de fondo surge la incógnita de cuál sería la velocidad superficial apropiada que permite estimaciones precisas del caudal, ¿Realmente existe una velocidad superficial con la que se pueda correlacionar el caudal que circula en un flujo macrorrugoso?

Las técnicas de medición no intrusivas están siendo cada vez más usadas ya que con los distintos avances tecnológicos se permite medir un mayor rango de flujos con alta resolución tanto espacial como temporal. Dentro de estas técnicas podemos destacar las que utilizan el análisis de velocimetría por imágenes la cual nos permite obtener como resultado el campo de velocidades superficiales. Esta técnica se basa fundamentalmente en la adquisición de imágenes de partículas neutralmente boyantes sembradas en un flujo durante un período de tiempo conocido, con el fin de cuantificar el desplazamiento de las mismas (Patalano et. al., 2014, Hauet et. al., 2018, Fujita et. al., 2007).

Objetivos

Determinar la distribución espacial del campo de velocidades superficiales para un flujo poco profundo en presencia de rugosidad de gran escala en el lecho.

Materiales y métodos

Se realizaron los ensayos en un canal experimental de 2,40 m de largo, 0,08 m de ancho y 0,30 m de profundidad perteneciente al Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba, el cual se construyó con paredes acrílicas lo cual permite la visualización del flujo desde los laterales. En la Figura 36 se puede observar un esquema del mismo.

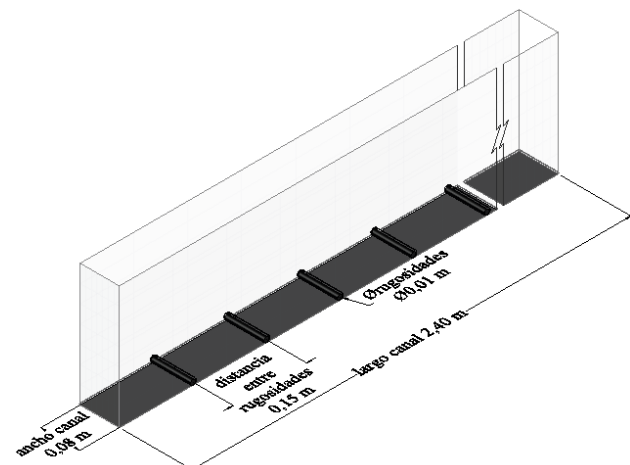


Figura 36. - Esquema canal experimental utilizado

La rugosidad de fondo se simuló con obstáculos de sección cilíndrica transverso al flujo. Los mismos tienen un diámetro característico (d_c) de 0,01 m, 0,08 m largo, ocupando así todo el ancho del canal, y se encuentran separados 0,15 m uno del otro.

La sección de estudio se encuentra en la parte central del canal asegurándonos que el flujo esté completamente desarrollado (Figura 37), el flujo se encuentra circulando de derecha a izquierda.

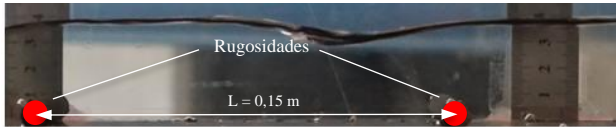


Figura 37.- Perfil transversal estudiado

Los trazadores elegidos para los ensayos realizados fueron partículas de madera con forma de disco de 1 mm de alto, 5 mm de diámetro. El movimiento de las mismas fue registrado con una cámara Sony DSC-RX100M5 ubicada sobre la zona de estudio y configurada a 120 fps, los videos fueron convertidos en una secuencia de imágenes, utilizando la herramienta computacional RIVeR (Rectificación de los resultados de velocidad de imagen). Para la obtención del perfil transversal se hizo uso de la herramienta computacional ImageJ (Schneider et. al., 2012) y para la obtención de la distribución de velocidades superficiales se aplicaron las técnicas de velocimetría por imágenes para lo cual se utilizó la herramienta computacional PTVLab (Patalano, 2009) el cual procesa cada par de imágenes dando como resultado un mapa de velocidades superficiales medias.

Resultados y discusión

Se realizaron ensayos con un caudal de 0,9 l/s, las imágenes obtenidas fueron analizadas con la herramienta computacional PTVLab dando como resultado un campo de velocidades medias, donde se utilizó una región de interés (ROI) centrada de 6 cm de ancho (Figura 38).

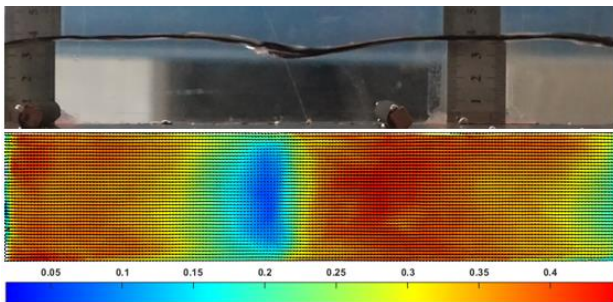


Figura 38.- Campo de velocidades medias superficiales (m/s)

Con el uso del programa ImageJ se determinó que las alturas máximas del flujo son de 3,8 cm mientras que las mínimas son de 2,9 cm, teniendo una diferencia de profundidad entre cresta y valle de 1 cm. La profundidad media del flujo es de alrededor 3,4 cm, por lo que con el caudal mencionado y 8 cm de ancho del canal se esperaría una velocidad media del flujo de 33 cm/s.

El análisis de la distribución espacial de velocidades superficiales permite identificar tres zonas de velocidades bien definidas: aguas arriba, alrededor y aguas abajo del obstáculo. Los resultados obtenidos con los trazadores usados indican velocidades cercanas a cero inmediatamente detrás del obstáculo. Por lo tanto, el rango de velocidades medias superficiales observado varía ampliamente en el rango de 2 cm/s (correspondiente a la zona de atrapamiento de las partículas trazadoras) hasta 45 cm/s aguas arriba del elemento rugoso. Esto indica una dependencia espacial del coeficiente α , lo que implica su inaplicabilidad en la práctica en los casos de hidráulica

macrorrugosa. Estos resultados preliminares muestran la necesidad de investigar en detalle la dinámica de trazadores para casos de superficies libres muy perturbadas y la necesidad de determinar zonas apropiadas de medición para intentar correlacionar velocidad superficial con el caudal.

Conclusiones

El resultado contra intuitivo obtenido de una franja de velocidades prácticamente nulas en la región de profundidad mínima se debe a la inclusión en el promediado de partículas trazadoras que quedan atrapadas en las estructuras coherentes observadas detrás del obstáculo. Por lo tanto, es de esperar que el tamaño y, probablemente, la densidad de la partícula trazadora juegue un rol no despreciable en la definición y determinación del campo de flujo superficial, especialmente en la zona de estancamiento producto de la vena contracta en la región posterior a la rugosidad. Se propone continuar estudiando la dinámica del trazador para poder hallar cual es el que mejor representa el campo medio de flujo influenciado por las estructuras turbulentas que ocurren por debajo de la superficie libre.

Referencias

- Buffington, J. M., D. R. Montgomery, and H. M. Greenberg (2004). *Basin-scale availability of salmonid spawning gravel as influenced by channel type and hydraulic roughness in mountain catchments*, *Can. J. Fish. Aquat. Sci.*, 61(11).
- Byrd, T. C., D. J. Furbish, and J. Warburton (2000). "Estimating depth-averaged velocities in rough channels", *Earth Surf. Processes Landforms*, 25(2), 167–173.
- Canovaro, F., Paris, E. and Solari L. (2007). "Effects of macro-scale bed roughness geometry on flow resistance", *Water Resour. Res.* 43, W10414.
- Cassan, L., Roux, H. and Garambois, P. A. (2017). "A Semi-Analytical Model for the Hydraulic Resistance Due to Macro-Roughnesses of Varying Shapes and Densities", *Water*.
- Fujita I, Watanabe, H., Tsubaki, R. (2007). "Development of a non-intrusive and efficient flow monitoring technique: The space-time image velocimetry (STIV)", *Internacional Journal River Basin Management*, 5(2), 105–114.
- Hauet, A, Morlot, T. and Daubagnan L. (2018). "Velocity profile and depth-averaged to surface velocity in natural streams: A review over large sample of rivers", *River Flow 2018 - Ninth International Conference on Fluvial Hydraulics*.
- Johnson, E. and Cowen, E. (2017). "Remote determination of the velocity index and mean streamwise velocity profiles", *Water Resour. Res.*, 53, 7521–7535.
- Nikora, V., Koll, K., McEwan, I., McLean, S. and Dittrich, A. (2004) "Velocity Distribution in the Roughness Layer of Rough-Bed Flows", *Journal of Hydraulic Engineering* 130(10), 1036-1042.
- Patalano, A. (2009). *PTVlab (Particle Tracking Velocimetry - lab)* (<https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/41235-ptvlab-particle-tracking-velocimetry-lab>), MATLAB Central File Exchange.
- Patalano, A., García, C. M., Guillén, N., García, C., Díaz, E. y Ravelo, A. (2014). "Evaluación experimental de la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala para la determinación de caudales en ríos serranos", *AQUA-LAC Vol. 6 p. 17 – 24*.
- Schneider, C. A., Rasband, W. S., & Eliceiri, K. W. (2012). *NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis*. *Nature Methods*, 9(7), 671–675. doi:10.1038/nmeth.2089

ESTUDIO DE CORRELACIÓN CRUZADA EN UN FLUJO A SUPERFICIE LIBRE

Ariosto Aguilar Chávez¹, Daniel Fuentes Morales², Francisco de Jesús Sánchez López

¹Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, ²Posgrado en Seguridad Hídrica IMTA, México, ³Posgrado en Ingeniería UNAM, México.
aaguilar@tlaloc.imta.mx, daniel.fuentes@posgrado.imta.edu.mx, francisco.sanchez@posgrado.imta.edu.mx

RESUMEN:

En un canal con flujo a superficie libre, en teoría es posible identificar el transporte de la turbulencia. La técnica para esta identificación es aplicar un análisis estadístico de dos mediciones simultáneas del campo de flujo en la dirección principal. En este trabajo se muestra un estudio experimental realizado en un canal de laboratorio con el propósito de hacer esta identificación. El arreglo experimental utilizado fue establecer una condición de flujo uniforme e instalar en el centro del canal un cilindro, para generar una secuencia de vórtices de gran escala tipo calles de von Kármán (CVK). En este campo de flujo se realizaron mediciones simultáneas con dos equipos de velocimetría acústica Doppler (ADV). A los registros de medición de la velocidad se aplicó la correlación cruzada entre las señales y un análisis espectral para determinar las frecuencias principales. Los resultados del proceso de los datos fue posible determinar el transporte de la turbulencia en al menos, las componentes de la velocidad, longitudinal y transversal, y además identificar las frecuencias principales y recurrencia de los vórtices de las CVK.

ABSTRACT:

In a channel with free surface flow, it is theoretically possible to identify turbulence transport. The technique for this identification is to apply a statistical analysis of two simultaneous measurements of the flow field in the main direction. This work shows an experimental study carried out in a laboratory channel with the purpose of making this identification. The experimental setup used was to establish a uniform flow condition and install a cylinder in the center of the channel to generate a sequence of large-scale eddies of the von Kármán Street type (CVK). Simultaneous measurements were made in this flow field with two acoustic Doppler velocimetry (ADV) equipment. Cross-correlation between the signals and a spectral analysis were applied to the speed measurement records to determine the main frequencies. The results of the data processing made it possible to determine the turbulence transport in at least the longitudinal and transverse velocity components, and also to identify the main frequencies and recurrence of the CVK vortices..

PALABRAS CLAVES: Turbulencia, medición acústica, correlación cruzada.

INTRODUCCIÓN

En un cauce o canal a superficie libre para la condición de flujo uniforme se tienen altos valores del número de Reynolds y la presencia de vórtices de diferentes escalas. En el fondo y en las paredes del canal se genera por efecto de la capa límite una zona con presencia de vórtices con alta intensidad, fuera de esta capa en la zona de flujo exterior se puede observar una disminución en la intensidad de los vórtices. Esta condición de flujo para un estudio del transporte de turbulencia requiere establecer con detenimiento la zona específica a medir y la forma de medir el campo de flujo.

Por lo anterior, en este trabajo se realizó un estudio de transporte de la turbulencia en la zona exterior, bajo dos condiciones, la primera con la presencia de un cilindro que genera vórtices de gran escala tipo calles de von Kármán (von Kármán, 2013), (Lewis & Radko, 2020) y otra en una zona con flujo uniforme sin obstrucciones.

Para medir el campo de flujo se utilizaron dos equipos de velocimetría acústica Doppler (ADV) de alta frecuencia y recolectando información en forma simultánea. Posterior a esto se realizó un análisis de correlación cruzada, para determinar el transporte de la vorticidad y para identificar las frecuencias principales se aplicó la transformada rápida de Fourier y un análisis walet-morlet. Los resultados obtenidos permiten identificar la velocidad de transporte característico de la turbulencia, la intensidad y la recurrencia de este fenómeno.

METODOLOGÍA

El campo de velocidades se define por el vector u_i sobre un dominio espacio temporal $u_i: \Omega$, donde $(x_i, t) = \Omega \in \mathbb{R}^4$, donde $x_i = (x_1, x_2, x_3)$ son las componentes espaciales, y t el tiempo. Para el proceso de los datos de campo de velocidades se consideró una descomposición de escalas temporal, tal que $u_i = U_i + u'_i$, en este caso u_i es la velocidad instantánea, $U_i(x_i) = \langle u_i(x_i) \rangle$ la velocidad promediada y u'_i , la velocidad fluctuante y $\langle \cdot \rangle$ es el producto interno temporal (Panton, 2013).

Para realizar un estudio de los fenómenos de la turbulencia es recomendable aplicar una correlación estadística, aplicado a las componentes fluctuantes de la velocidad (IAHR Monograph, 2017). Para analizar la interacción del flujo turbulento entre dos puntos de medición, la herramienta usual es la correlación espacio-tiempo, indicada en la ecuación [1].

$$R_{u'_i u'_j}(r, \tau) = \frac{\langle u'_i(x_i, t) u'_j(x_i + r, t + \tau) \rangle}{\sqrt{\langle u_i^2(x_i, t) \rangle} \sqrt{\langle u_j^2(x_i + r, t + \tau) \rangle}} \quad [1]$$

donde $R_{u'_i u'_j}(r, \tau)$ es tensor de correlación espacio-tiempo de las velocidades fluctuantes, u'_i y u'_j , r es el espacio de separación entre puntos de muestreo y τ es un incremento de tiempo (Wallace, 2014).

Con los datos de correlación $R_{u'_i u'_j}(r, \tau)$ se analizó la intensidad y frecuencias principales de la turbulencia para los puntos u'_i y u'_j , la metodología utilizada fue aplicar la transformada rápida de Fourier con la expresión siguiente:

$$S_{u_i u_j}(k) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{u'_i u'_j}(r, \tau) e^{-ik\tau} d\tau \quad [2]$$

donde $i = \sqrt{-1}$, $k = 2\pi/\lambda$ es el número de onda, y λ es la longitud de onda (escala espacial). La $S_{u_i u_j}(k)$ es una medición de la densidad de la variación local de la velocidad $u'_i u'_j(k)$ referida al número de onda k , también se puede interpretar como la energía de un Eddie de tamaño λ .

En el proceso del transporte de la turbulencia se realizó un análisis aplicando la transformada wavelet (Lilly & Olhede, 2012), con el objeto de estudiar la variabilidad en el tiempo de las señales correlacionas, con la siguiente relación:

$$W_{u_i u_j}(t, s) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{s^n} \psi^* \left(\frac{\tau - t}{s} \right) R_{u_i' u_j'}(r, \tau) d\tau \quad [3]$$

donde n es la escala de normalización, s , el parámetro de escala y ψ^* , la función wavelet, en este trabajo se utilizó la forma wavelet “morse”.

El campo de flujo exterior se representa por el número de Reynolds y establece como $Re = U_1 \phi / \nu$, donde U_1 es la velocidad promediada principal, ϕ es el diámetro del cilindro y ν es la viscosidad cinemática del fluido (Lewis & Radko, 2020).

MATERIALES Y MÉTODOS

Los datos de análisis se obtuvieron en una estación experimental que se muestra en la Figura 1. Este es un canal recto de sección rectangular de 10 m de longitud, 0.6 m de ancho y 0.6 m de alto, con paredes de vidrio, fondo de acero y con pendiente fija. Al centro de canal se instaló un cilindro $\phi = 0.114$ m de diámetro y una altura de agua de $h = 0.50$ m, ubicado a 5 m aguas abajo de la entrada y una rugosidad 0.0015 mm (Figura 1).



Figura 1. - Cilindro para generar la calle de vórtices de von Kármán.

Para la toma de valores se consideró un arreglo como el mostrado en la figura 2. Un punto ubicado en la posición 47.4 cm y otro en el sitio de 77.4 cm, la distancia entre los dos equipos de medición es fija de 30 cm. La secuencia de prueba fue una serie sin el cilindro (flujo sin perturbación) y otra con el cilindro.

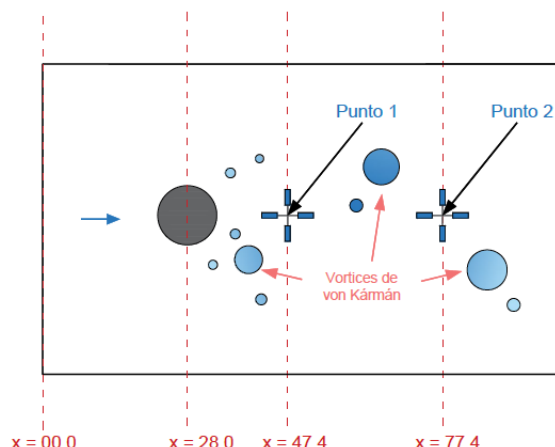


Figura 2. - Puntos de muestro en el canal recto, ubicados al centro del canal y en las posiciones $x_1 = [0.474, 0.774]$ m, $x_2 = 0.20$ m, $x_3 = 0.30$ m

Tabla 1. Condiciones hidráulicas, h , carga hidráulica, Q gasto en la sección transversal, U_1 velocidad media, y Re , número de Reynolds

h [m]	Q [m ³ s ⁻¹]	U_1 [ms ⁻¹]	Re
0.408	0.028	0.111	11386

RESULTADOS

En los dos puntos de muestro se midió la velocidad instantánea de forma simultánea durante 600 s con una frecuencia de muestro de 100 Hz, con dos perfiladores acústicos de efecto Doppler (Vectrino Profiler, Nortek®) (Figura 3), estos equipos operaron en forma simultánea y la separación entre ambos no se observó interferencia de la señal. Durante la secuencia de medición se cuidó que el valor se SNR (Signal Noise Ratio) fuera mayor 40, en caso contrario para una toma de muestra se desechó el muestro.

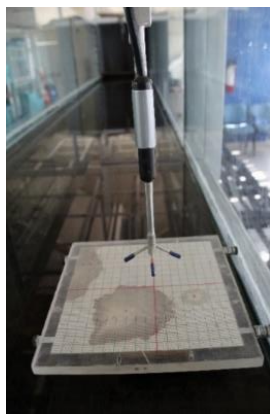


Figura 3. - Perfilador acústico de efecto Doppler con placa de nivelación.

En la Figura 4 se muestran las velocidades fluctuantes para la condición de flujo con la presencia del cilindro en los puntos 1 y 2 aguas debajo de este. Se puede observar para la componente u_1 se tiene la velocidad media característica del flujo y es similar entre los puntos a $U_1 \sim 0.011 \text{ ms}^{-1}$, por lo anterior se tiene un flujo uniforme entre estos puntos, ya que $\frac{dU_1}{dx_1} \sim 0$, no obstante, la perturbación que genera el cilindro al campo de flujo. También se puede observar que la magnitud de la variabilidad velocidad u_3 es mayor a la de u_2 y esto es generado para la presencia del obstáculo y que el punto de muestreo se ubica en la zona exterior de la capa límite del fondo, entonces se puede decir que para $x_2 \rightarrow \infty$, $U_1 \cong U_{1,\infty}$ y $U_2 \rightarrow 0$,

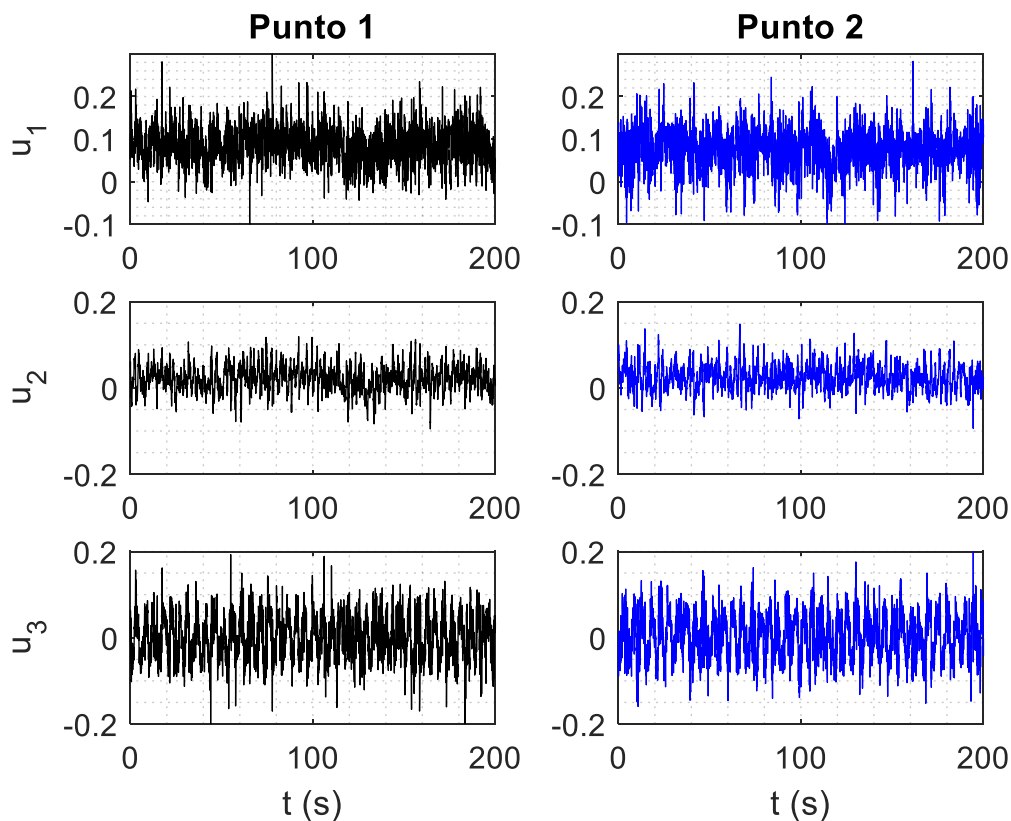


Figura 4. - Velocidades fluctuantes en el Punto 1 y 2 de muestreo.

Con los registros de las señales u_i y u_j , de los puntos de muestro 1 y 2, se determinaron las velocidades medias U_i , U_j y las velocidades fluctuantes u'_i y u'_j . A las velocidades fluctuantes se aplicó una correlación cruzada, según la ecuación [1], con lo cual se tiene el tensor de correlación $R_{u'_i u'_j}(r, \tau)$ y los resultados se muestran en la Figura 5. En esta figura se puede observar el retardo de la señal, principalmente para la componente $u'_1 u'_1$, que es la principal. El periodo para la correlación máxima se relaciona con la propiedad de transporte de la turbulencia.

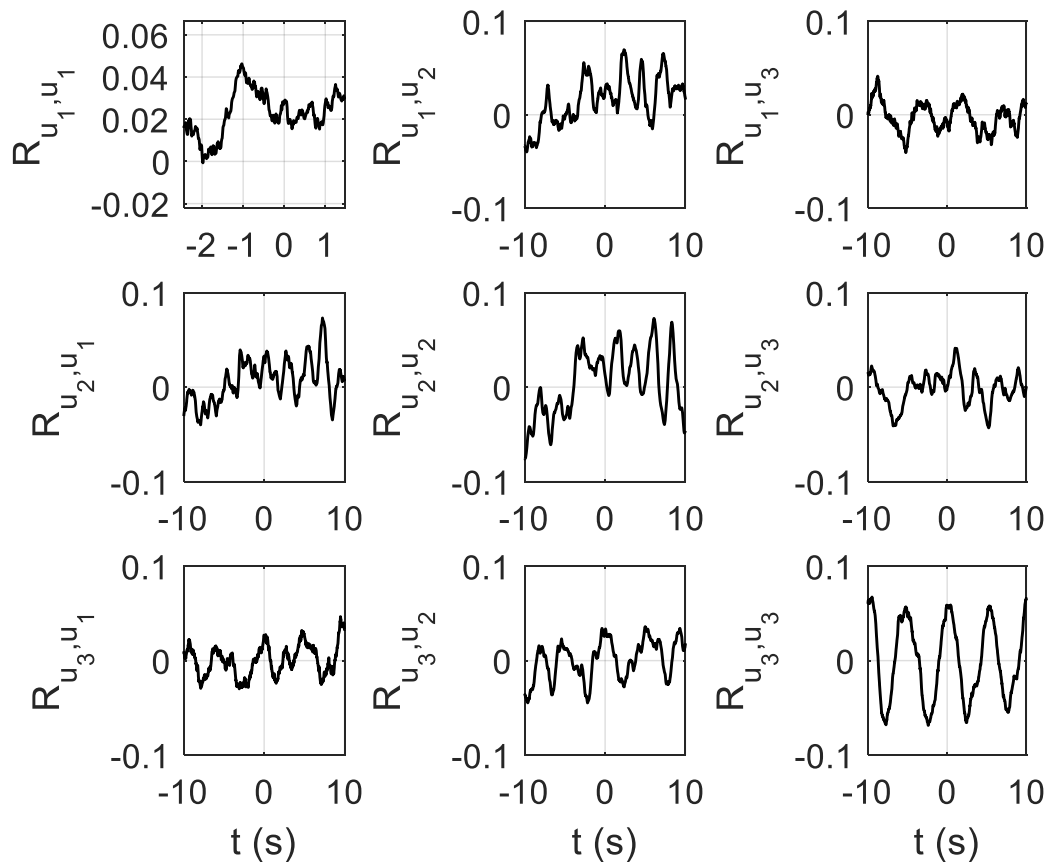


Figura 5.- Tensor de correlación $R_{u_i u_j}$ entre los puntos de muestreo.

Con valores del tensor de correlación $R_{u_i u_j}(r, \tau)$ se procedió a la identificación de las frecuencias mediante los espectros de energía, con el uso de la transformada rápida de Fourier, ecuación [2]. En la Figura 6 se muestran los picos de energía, en cada componente y es importante observar el caso de la componente $u_2' u_2'$ y $u_3' u_3'$, que muestran la frecuencia intermitente, pero con mayor energía, por la presencia de los vórtices de von Kármán.

Una forma de analizar el comportamiento de la turbulencia es conocer la acumulación de la energía, también su intermitencia, para lo cual con los valores del tensor de correlación $R_{u_i u_j}(r, \tau)$, se aplicó la transformación wavelet, ecuación [3]. Los resultados se pueden observar en la Figura 7 y 8.

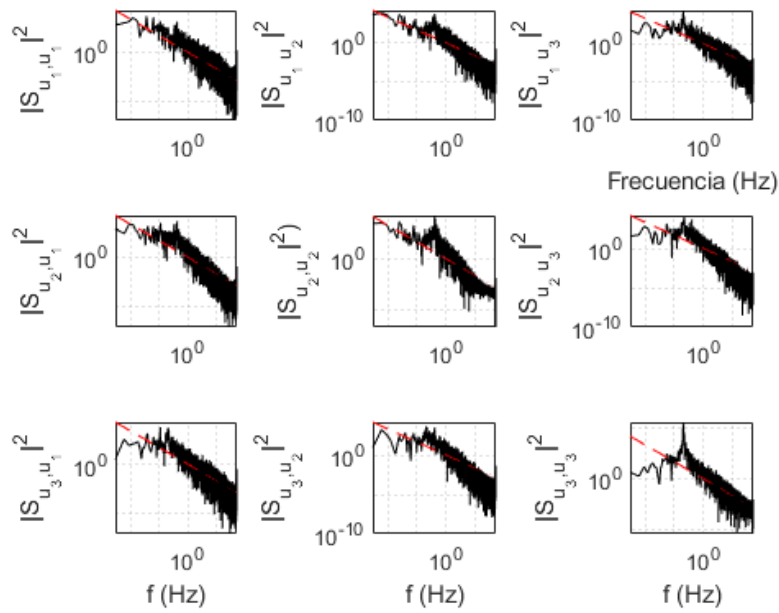


Figura 6.- Localización de la frecuencia específica con respecto al punto máximo de la correlación cruzada entre los puntos de muestreo 1 y 2. La línea roja punteada es curva de decaimiento de la turbulencia $\sim f^{5/3}$ de Kolmogorov (Panton, 2013)

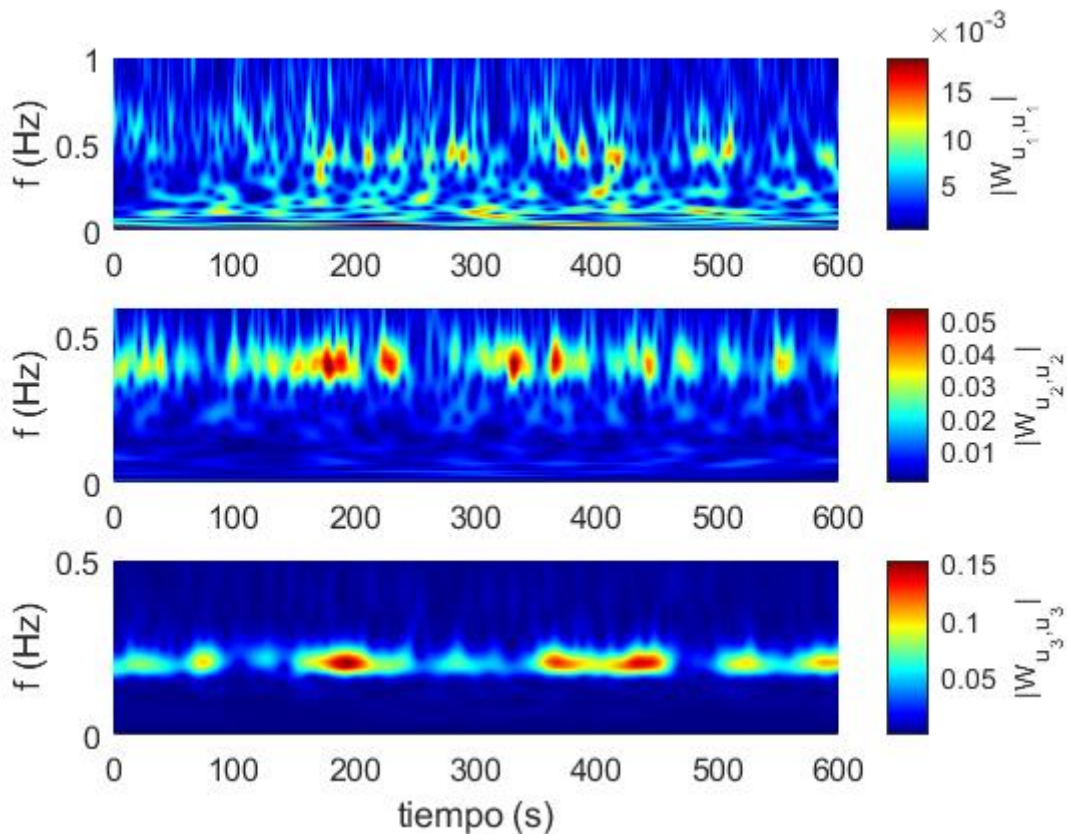


Figura 7- Registro de la aplicación de la transformada wavelet a los valores de la diagonal principal del tensor de correlación cruzada $R_{u_i' u_i'}$. En la condición para $R_{u_3' u_3'}$ se tiene la mayor energía para valores cercano a 0.2 en frecuencia

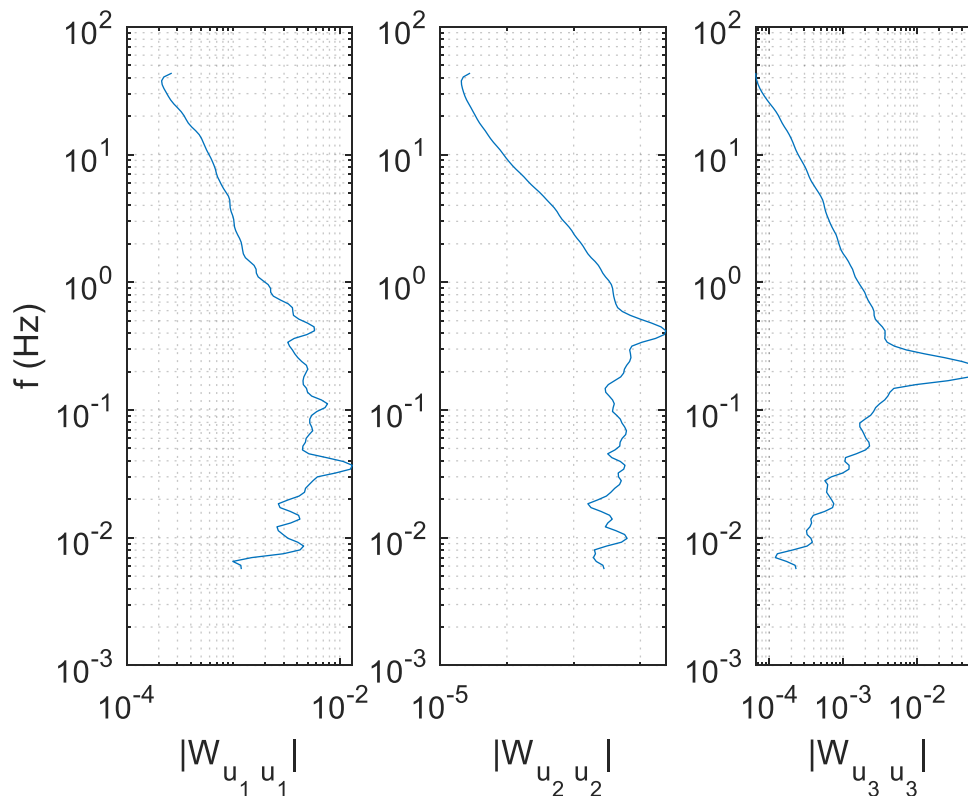


Figura 8- Relación entre la frecuencia y la energía media para los valores del tensor de correlación cruzada, entre los dos equipos de medición de la velocidad.

En la condición para $R_{u'_3 u'_3}$ se tiene la mayor energía para valores cercano a 0.2 en frecuencia, que indica la presencia de los vórtices de von-Karman,

CONCLUSIONES

La metodología propuesta de análisis estadístico de correlación entre dos equipos de medición acústica Doppler, permite estimar los tiempos de retardo, relacionado con el transporte de la turbulencia y además con la información de correlación es posible identificar los vórtices de mayor intensidad, que están presentes en el campo de flujo.

En los datos analizados se pudo determinar la frecuencia de los vórtices de von Kármán, con los espectros de energía y el análisis wavelet, pero no en forma directa el transporte de la turbulencia ya que se esperaban retardos en los valores de corrección cruzada para el primer pico similares, entre las componentes $R_{u'_1 u'_1}$ y $R_{u'_2 u'_2}$.

Por lo anterior, se realizará un experimento similar para diferentes valores del número de Reynolds, con el fin de identificar esta diferencia. También se revisarán con más detalle el análisis wavelet, con diferentes tipos de señales, para conocer con más detalle esta herramienta de proceso de la turbulencia.

AGRADECIMIENTOS

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) por permitir llevar a cabo el experimento dentro de sus instalaciones y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por los fondos proporcionados para el desarrollo de esta investigación.

REFERENCIAS

- IAHR Monograph**, 2017. *Experimental Hydraulics: methods, instrumentation, data processing and management*. s.l.:CRC Press.
- Lewis, D. & Radko, T.**, 2020. On the structure and patterns of von Kármán vortices in two-dimensional high Reynolds number flows. *Physics of Fluids*, 32(11).
- Lilly, J. & Olhede, S.**, 2012. Generalized Morse wavelets as a superfamily of analytic wavelets. *IEEE Transactions on Signal Processing*, 60(11), pp. 6036-3041.
- Panton, R.**, 2013. *Incompressible flow*. 4a edición ed. Nueva York: John Wiley & Sons Onc..
- von Kármán, T.**, 2013. On the mechanism of the drag a moving body experiences in a fluid. *Progress in Aerospace Sciences*, Volumen 59, pp. 13-15.
- Wallace, J.**, 2014. Space-time correlations in turbulence flow: A review. *Theoretical & Applied Mechanics Letters*, Volumen 4.

CAZADORES DE CRECIDAS: USO DE ESTACIONES FIJAS DE LSPIV PARA LA CUANTIFICACIÓN DE CAUDALES LÍQUIDOS EN CURSOS FLUVIALES. CASO: RÍO SUQUÍA, CÓRDOBA, ARGENTINA

Massó Leandro^{a,b}, Contreras L. Lautaro^a, Muller Dylan^a, Patalano Antoine^{a,b}, Tarrab Leticia^a, García C. Marcelo^{a,b}, Rodríguez Andrés^{a,b},

^a LH-CETA. Laboratorio de Hidráulica – Centro de Estudios y Tecnología del Agua, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

^b IDIT. Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEfYn, Córdoba, Argentina.

E-mail: Leandro.massó@unc.edu.ar

Introducción

En zonas montañosas, típicas de la provincia de Córdoba, las cuencas presentan una muy rápida respuesta ante un forzante de precipitación. Esto genera grandes crecidas repentinas en períodos de tiempo muy breves de los cursos fluviales, con presencia de altas velocidades y grandes profundidades de flujo, arrastre de materia sólida de gran porte y condiciones de flujo altamente impermanentes dificultando sensiblemente el uso de técnicas convencionales e hidroacústicas para la cuantificación de caudales líquidos en estas condiciones. Sin embargo, los avances tecnológicos en relación a metodologías de medición basadas en sensores remotos (cámaras fijas, vehículos aéreos no tripulados, etc.) han permitido avanzar en el desarrollo de técnicas de velocimetría por imágenes aplicadas a gran escala (LSPIV, LSPTV, STV, etc.) para la caracterización de flujos con superficie libre durante condiciones hidrológicas extremas (Patalano, 2017). En esta línea, un equipo de investigación de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, impulsa desde el año 2014 el proyecto Cazadores de Crecidas (CdC). Su objetivo es ampliar la disponibilidad de información hidrológica (caudal) de los principales cursos fluviales de la provincia, fundamentalmente para condiciones de crecidas extraordinarias. Esta información resulta de gran importancia en la construcción de relaciones entre H , tirante del flujo y Q , descarga volumétrica, evitando así la necesidad de realizar extrapolaciones de ajustes por fuera de las condiciones hidráulicas de referencia. Para ello, se utilizan grabaciones de flujos naturales sobre los que se implementan técnicas basadas en el análisis de imágenes digitales (especialmente la técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala – LSPIV) para la estimación de caudales. El proyecto actualmente cuenta con diferentes estrategias para la grabación de videos, una de ellas es el uso de cámaras fijas de funcionamiento automático a las que se denomina como Estaciones Fijas de LSPIV (Patalano, 2019). El proyecto cuenta con 4 Estaciones Fijas monitoreando los principales cursos fluviales de Córdoba. En el presente trabajo se presentarán los resultados obtenidos del procesamiento de la información registrada por la estación de monitoreo del río Suquía a su paso por la ciudad de Córdoba. Dicha estación fue la primera instalada en el marco de CdC y la primera de su tipo en la Argentina.

Materiales y Métodos

La Estación Fija de LSPIV para el monitoreo del río Suquía se encuentra ubicada en el edificio de Casa de Gobierno en la zona céntrica de la ciudad de Córdoba desde el año 2017. La misma está compuesta por una cámara IP HikVision que enfoca el curso fluvial aguas abajo del Puente Bicentenario y una placa de computadora de bajo costo Raspberry Pi que desencadena el funcionamiento de la primera. A su vez, el área de estudio cuenta con una estación limnimétrica de tipo radar perteneciente a la red de monitoreo de la Administración Provincial de Recursos Hídricos (APRH) que mide la altura de superficie libre del flujo cada 10min (Figura 1). Si el nivel medido supera un determinado umbral, la estación fija comienza a registrar videos de 60s de

duración, a 25fps y con una resolución de 1280x720px. La información registrada se almacena en los servidores del Laboratorio de Hidráulica de la UNC. Por último, se cuenta con información topográfica relevada utilizando GPS diferencial RTK de una sección transversal al flujo (ST) y una nube de GRPs necesaria para la corrección de perspectiva de los resultados velocimetría por imágenes.

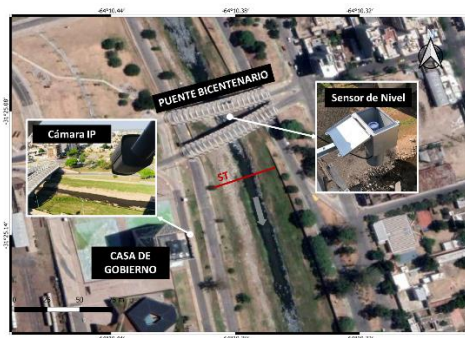


Figura 1.- Ubicación de Estación Fija y la estación limnimétrica en el río Suquía.

Durante la temporada húmeda 2020-2021 (junio a julio), se presenciaron una gran cantidad de crecidas del río que fueron registradas por la estación. Sobre estos videos se implementó LSPIV utilizando el paquete computacional RIVEr v2.5 (Patalano, 2017). Las características del procesamiento fue similar en todos los casos: imágenes en escala de grises a 15fps, utilizando un filtro de mejora de contraste local (CLAHE); se utilizó el algoritmo FFT para la correlación cruzada (correlación en espacio frecuencial a partir de la Transformada Rápida de Fourier de las imágenes), con doble pasada y deformación de ventana (tamaños de ventanas de interrogación: 128 y 64px); rectificación de resultados 3D a partir de GRPs y el nivel del flujo. Se obtuvieron perfiles transversales de velocidad, y en forma conjunta con información topográfica y la profundidad del flujo medida por el sensor, se estimaron los caudales líquidos en cada caso.

A su vez, se utilizaron otras técnicas y metodologías para evaluar la performance de LSPIV en la caracterización del flujo. Por un lado se realizaron aforos utilizando un ADCP Sontek M9 en condiciones de crecidas medias del flujo. Y también se realizaron estimaciones puntales de velocidad superficial a partir del seguimiento manual de partículas trazadoras visibles en las imágenes. Para esto último se desarrolló un código en Matlab[®] que utiliza las funciones de rectificación de resultados de RIVEr.

Por último, en base a los resultados obtenidos se realizó un ajuste de la relación $H-Q$ para la sección de estudio. Para ello se utilizó el paquete computacional BaRatin AGE (Le Coz et al., 2014) que permite contemplar tanto las características hidráulicas básicas de la sección como la incertidumbre en los aforos, y a partir de inferencia Bayesiana se estima el mejor ajuste potencial de la relación y su rango de incertidumbre.

Resultados

Se implementó la técnica LSPIV sobre un total de 94 videos para un rango de alturas de superficie libre entre 2.00-4.15m. Para profundidades menores se limita el uso de la técnica debido a que el ancho del flujo en las imágenes queda acotado a pocos pixeles, no pudiendo describir adecuadamente la distribución lateral de velocidades. A su vez, se estimó la velocidad por seguimiento manual de trazadores de más de 400 partículas visualizadas en estos videos. En la Figura 2 se presentan los resultados obtenidos para dos rangos de profundidades máximas: 2.80-2.90m y 3.30-3.40m. Se observaron variaciones significativas en la distribución de velocidades estimadas mediante LSPIV. Debido a que tanto los parámetros de procesamiento como de rectificación de resultados eran constantes en todos los casos, esto se asocia indudablemente a la variación de los patrones superficiales del flujo visibles en las imágenes ('rugosidad superficial'). Se estableció un criterio cualitativo de clasificación en función de la calidad de la rugosidad superficial y la experiencia de los operadores en el uso de la técnica: 'Muy buena', rugosidad definida y homogénea en espacio y tiempo; 'Buena', rugosidad homogénea en espacio y tiempo, con contraste limitado respecto al fondo; 'Mala', rugosidad superficial heterogénea en espacio y/o tiempo; 'Muy mala', sin presencia de patrones superficiales definidos en toda el área de análisis. De la comparación con velocidades por seguimiento manual de partículas, se observa que para videos clasificados como 'MB' y 'B' los resultados presentan un buen acuerdo. Mientras que a medida que se disminuye la calidad de la rugosidad superficial, la tendencia de LSPIV es hacia la subestimación de velocidades. Esto mismo se ha observado en la comparación con aforos realizados con técnicas hidroacústicas.

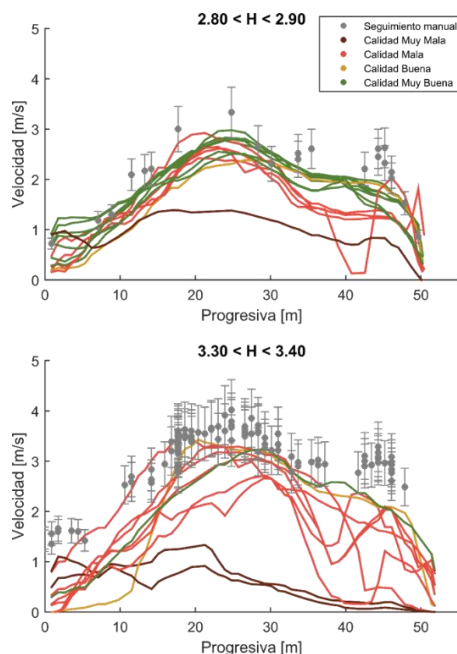


Figura 2. - Perfiles de velocidad en la ST obtenidos mediante LSPIV y velocidades puntuales estimadas por seguimiento manual de partículas.

A su vez, se observó una mayor tendencia a la subestimación de velocidades en todos los casos en la zona cercana a la margen izquierda, que se corresponde al área más alejada de la cámara, por lo que la resolución espacial es menor. Para profundidades extremas ($>3.60\text{m}$), los videos disponibles fueron registrados durante la noche, por lo que la calidad de la rugosidad superficial no era óptima. En estos casos, se reconstruyeron los perfiles de velocidad a partir de una interpolación de las velocidades estimadas manualmente utilizando el n° de Froude local (Fulford & Sauer, 1987), y a partir de ellos se estimó el caudal utilizando el método de la sección media. Posteriormente se realizó el ajuste de la relación $H-Q$ para la sección de estudio por inferencia

Bayesiana. Para la definición de la relación a priori se subdividió la sección en tres controles hidráulicos: canal parabólico para el canal principal, y dos canales rectangulares para reproducir la variación del ancho en las planicies de inundación (Figura 3). Los anchos, profundidades de activación y pendientes se relevaron in situ. Mientras que para los coeficientes de fricción (Manning) se establecieron valores usualmente empleados en función del material observado en campo.

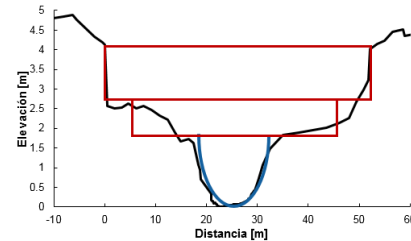


Figura 3. - Geometría de la sección transversal de análisis.

Las incertidumbres adoptadas para los aforos generados fueron: $\pm 10\%$ para estimaciones por LSPIV calificadas como 'MB' y para estimaciones a partir de Fr local; $\pm 15\%$ para aquellos calificadas como 'B', y $\pm 25\%$ para 'M'. No se consideraron resultados calificadas como 'muy malos'. Con esta información se logró estimar la relación $H-Q$ en la sección de estudio con su respectivo intervalo de confianza el 95% (Figura 4). Se compara con la curva $H-Q$ utilizada hasta el momento por la APRHi que ha sido construida a partir de un ajuste estadístico convencional sobre aforos previos hasta niveles de 3.50m.

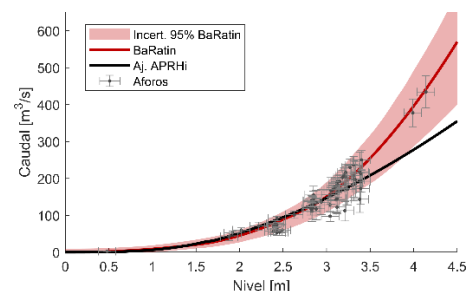


Figura 4. - Curva $H-Q$ para la sección de estudio estimada por BaRatin AGE en comparación con ajuste actual de la APRHi.

Conclusiones

Se presenta el uso de Estaciones Fijas de LSPIV para la estimación de caudales líquidos en cursos fluviales en condiciones de crecidas repentinas. Se observa una tendencia a la subestimación de velocidades por la técnica para condiciones de rugosidad superficial poco definidas. Se propone una metodología para la estimación de caudales a partir del seguimiento de partículas trazadoras en el flujo. Con la información generada se construye la curva $H-Q$ a partir de inferencia Bayesiana, observándose una mejora significativa en comparación con el ajuste anterior. Se propone el uso de técnicas basadas en imágenes con menor sensibilidad al tipo de rugosidad superficial, tal como STIV.

Referencias

Fulford, J.; Sauer, V.B. (1986). "Comparasion of velocity interpolation methods for computing open/channel discharge", *Selected papers in the Hydrologic Sciences*, 154p.

Le Coz, J.; Renard, B. ; Bonnifait, L. ; Le Boursicaud, R.. (2014). “Combining hydraulic knowledge and uncertain gaugings in the estimation of hydraulic rating curves. A Bayesian approach”, *Journal of Hydrology*, 509. 573-587p.

Patalano, A. (2017). *Desarrollo e implementación a gran escala de técnicas de velocimetría por imágenes para caracterizar flujos de agua con superficie libre*. Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba.

Patalano, A.; Garcia, C.M.; Masso, L. ; Bolatti, L.F. (2019). “Cazadores de Crecidas, avances en un proyecto de ciencia Ciudadana”, *VI Simposio sobre Metodos Experimentales en Hidraulica, Paysandu, Uruguay*.

AVALIAÇÃO DE MODELOS DE TURBULÊNCIA PARA ANÁLISE DE PRESSÕES MÉDIAS EM SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE RESSALTO HIDRÁULICO

João Pedro Paludo Bocchi¹, Daniela Guzzon Sanagiotto², Eder Daniel Teixeira³ e Lucas Camargo da Silva Tassinari⁴

^{1,2,3,4}Instituto de Pesquisas Hidráulicas / Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS). Brasil

¹jp.bocchi@gmail.com, ²dsanagiotto@ufrgs.br, ³eder.teixeira@ufrgs.br, ⁴lucascstassinari@gmail.com

RESUMO:

O ressalto hidráulico é um fenômeno físico caracterizado pela alta dissipação de energia, fato que proporciona grande aplicabilidade em obras de engenharia. A avaliação experimental deste fenômeno tradicionalmente é realizada via instrumentação de modelos físicos hidráulicos. Contudo, as simulações computacionais vêm se apresentando como uma alternativa interessante para explorar avaliações impossibilitadas em modelos físicos, complementando-as. Uma das técnicas mais utilizadas na modelagem computacional de escoamentos é a utilização das equações RANS, as quais necessitam utilizar modelos de turbulência para o fechamento das mesmas. O presente artigo tem como objetivo avaliar o comportamento de quatro diferentes modelos de turbulência (modelos $k-\varepsilon$, $k-\omega$, $RNG\ k-\varepsilon$ e $SST\ k-\omega$) frente à simulação CFD de um ressalto hidráulico em uma bacia de dissipação de energia. Foi simulado o escoamento sobre o vertedouro e bacia de dissipação de um modelo físico hidráulico, em escala 1:32, da Usina Hidrelétrica Porto Colômbia. As simulações foram realizadas no software Ansys CFX, utilizando-se o método VOF homogêneo para modelar o escoamento multifásico. Os resultados de pressões médias obtidos nas simulações foram comparados com os valores adquiridos experimentalmente, em sete pontos distribuídos entre a curva de concordância e a bacia de dissipação. Foram observados erros relativos médios de 5,80%, 7,85%, 4,00% e 20,05% para os modelos de turbulência $k-\varepsilon$, $k-\omega$, $RNG\ k-\varepsilon$ e $SST\ k-\omega$, respectivamente. Nota-se que o modelo $RNG\ k-\varepsilon$ apresenta o menor erro relativo médio para as condições simuladas na avaliação de pressões médias. Portanto, nota-se que a escolha correta do modelo de turbulência possui influência direta nos resultados de pressões médias para estas condições de simulação.

ABSTRACT:

Hydraulic jump is a physical phenomenon characterized by high energy dissipation, which provides great applicability in engineering. The experimental evaluation of this phenomenon is traditionally performed by probing and measuring hydraulic physical models. However, computational simulations have been presented as an interesting alternative to evaluate parameters that are impossible in physical models. One of the most used techniques in computational modeling of fluids are the RANS equations, which needs turbulence models to perform its closure. This study aims to evaluate the behavior of four different turbulence models ($k-\varepsilon$, $k-\omega$, $RNG\ k-\varepsilon$ and $SST\ k-\omega$) in a CFD simulation of a hydraulic jump stilling basin. The flow over the spillway chute and stilling basin of a 1:32 scale hydraulic physical model of the Hydroelectric Power Plant of Porto Colombia was simulated. The simulations were performed in Ansys CFX, using the homogeneous VOF method to model the multiphase flow. The results of mean pressure obtained in the simulations were compared with the mean pressure obtained experimentally in seven gauges distributed between the spillway curve and the stilling basin. Average relative errors of 5.80%, 7.85%, 4.00% and 20.05% were observed for $k-\varepsilon$, $k-\omega$, $RNG\ k-\varepsilon$ and $SST\ k-\omega$ turbulence models, respectively. Note that the $RNG\ k-\varepsilon$ model presents the smallest mean relative error for the simulated conditions in the evaluation of mean pressure. Therefore, it is noted that the correct choice of the turbulence model has a direct influence on the mean pressure results for these simulation conditions.

PALAVRAS-CHAVE: ressalto hidráulico; CFD; modelos de turbulência

INTRODUÇÃO

O ressalto hidráulico corresponde a um escoamento bruscamente variado, caracterizado pela transição abrupta entre um escoamento supercrítico, a montante, para um escoamento subcrítico, a jusante, em um processo altamente dissipativo em termos energéticos (HAGER, 1992). As bacias de dissipação de energia por ressalto hidráulico se utilizam dessa característica para a sua funcionalidade, onde a dissipação de energia cinética turbulenta, oriunda da energia potencial da água armazenada no reservatório, ocorre a fim de diminuir as velocidades do escoamento a jusante, reduzindo o potencial erosivo (CHANSON, 2015). O ressalto hidráulico nesse tipo de estrutura ocorre geralmente de forma afogada, onde o rolo do ressalto desloca-se para junto da calha do vertedouro.

Tradicionalmente a avaliação de parâmetros e padrões de escoamento sobre estruturas hidráulicas é realizada através do ensaio e instrumentação de modelos físicos hidráulicos (MFH) (HELLER, 2011; PFISTER; CHANSON, 2012), o que também inclui a avaliação de bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Todavia, a análise a partir desta metodologia possui certas limitações, decorrentes, por exemplo, dos equipamentos de bombeamento, espaço laboratorial, instrumentos disponíveis, entre outros.

Nesse cenário, apresenta-se outra estratégia para a avaliação de fenômenos hidráulicos: simulações fluidodinâmicas computacionais (CFD), que permitem descrever fenômenos que envolvem escoamentos de fluidos. Assim, as simulações computacionais se apresentam como um caminho presente e futuro interessante para a avaliação de ressaltos hidráulicos (CHANSON, 2009a, 2009b). Todavia, essa abordagem também possui diversas limitações, principalmente com relação aos altos custos computacionais para descrever todas as escalas de turbulência do escoamento, o que é agravado ainda mais em escoamentos altamente turbulentos, com geometrias complexas e com características multifásicas, como é o caso de bacias de dissipação por ressalto hidráulico.

Dentro das simulações em CFD, existem técnicas para reduzir estes custos computacionais, onde simulam-se as maiores escalas de turbulência, enquanto as menores escalas de turbulência são modeladas. Dentre essas técnicas destaca-se a modelagem numérica das equações médias de Navier-Stokes (RANS), as quais são obtidas a partir da aplicação da decomposição de Reynolds às equações de Navier-Stokes. Nessa técnica, os parâmetros decorrentes das flutuações de velocidades, denominados tensões de Reynolds ($-\rho \overline{u_i' u_j'}$), são modelados a partir de modelos de turbulência (FERZIGER; PERIC, 2002).

Em simulações CFD de ressaltos hidráulicos, uma ampla gama de modelos de turbulência é utilizada. Viti, Valero e Gualtieri (2018) apresentam uma revisão bibliográfica sobre simulações numéricas de ressaltos hidráulicos, destacando alguns trabalhos que utilizaram técnicas baseadas em RANS em suas simulações, apresentando os respectivos modelos de turbulência utilizados, ano de publicação e número de Froude de montante do ressalto hidráulico. Dentre os modelos de turbulência apresentados, destacam-se os modelos $k-\varepsilon$, $k-\omega$, $RNG k-\varepsilon$ e $SST k-\omega$.

Alguns trabalhos realizaram comparações entre diferentes tipos de modelos de turbulência para outros tipos de escoamento, como escoamento sobre um vertedouro em degraus (BAI; ZHANG, 2017), no interior de um tubo plano (CANLI; ATES; BILIR, 2018) e no entrono de uma bola de golfe (HART, 2016).

O presente artigo tem como objetivo avaliar o comportamento dos quatro modelos de turbulência supracitados frente à simulação CFD de um ressalto hidráulico em uma bacia de dissipação de energia. Foi simulado o escoamento sobre o vertedouro e bacia de dissipação de um MFH, em escala 1:32, da Usina Hidrelétrica (UHE) Porto Colômbia, de propriedade da Eletrobras Furnas, localizada no Rio Grande, entre os estados de Minas Gerais e São Paulo, Brasil.

METODOLOGIA

Para a simulação numérica, foi utilizado o software Ansys CFX (ANSYS, 2009). Foram realizadas simulações tridimensionais e em regime permanente a partir do método dos volumes finitos. As equações resolvidas numericamente são as equações da continuidade (Equação 1) e da conservação da quantidade de movimento (Equação 2).

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_j)}{\partial x_j} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial \rho u_j}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i u_j)}{\partial x_j} = -\frac{\partial p'}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\mu_{eff} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] + S_M \quad [2]$$

Onde ρ é a massa específica do fluido, t é a variável independente tempo, u_{ij} é a velocidade, p' é a pressão modificada, μ_{eff} é a viscosidade efetiva e S_M é o somatório das forças de corpo. A viscosidade efetiva μ_{eff} é dada pelo somatório da viscosidade molecular (μ) e da viscosidade turbulenta (μ_t).

Todavia, o modelo matemático utilizado no presente trabalho se deu a partir das equações médias relativas às equações [1] e [2]. Aplicando a decomposição de Reynolds na forma $u_i = \bar{u} + u'$ nas equações [1] e [2], obtêm-se as seguintes equações.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \bar{u}_j)}{\partial x_j} = 0 \quad [3]$$

$$\frac{\partial \rho \bar{u}_j}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \bar{u}_i \bar{u}_j)}{\partial x_j} = -\frac{\partial p'}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu_{eff} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - \overline{\rho u'_i u'_j} \right) + S_M \quad [4]$$

Estas são denominadas as equações médias da continuidade [3] e de Navier-Stokes [4], comumente denominadas RANS, acrônimo para o termo em inglês *Reynolds Averaged Navier-Stokes*. Nota-se, na equação [4], que ainda existe um termo oriundo das flutuações de velocidade ($-\rho \overline{u'_i u'_j}$). Esse termo é denominado de tensões de Reynolds, o qual deve ser modelado por equações adicionais ao problema que possuam quantidades conhecidas. Diversos são os modelos de turbulência conhecidos e a avaliação dos mesmos para um caso específico é objetivo deste trabalho. Os modelos de turbulência avaliados serão apresentados na sequência.

Foi utilizado o modelo de escoamento multifásico Volume of Fluid (VOF) homogêneo, descrito por Hirt e Nichols (1981) e já implementado ao código do Ansys CFX. Sinteticamente, no VOF a interface entre os fluidos (água e ar, no caso do presente estudo) é definida por uma variável (α) que representa a parcela de preenchimento da célula de cálculo com um dos dois fluidos envolvidos. Assim, $0 \leq \alpha \leq 1$, onde, quanto mais próximo o valor de α da unidade, a célula está preenchida com o fluido de referência e, analogamente, quanto mais próxima de zero, está preenchida com o fluido secundário. As trocas envolvidas na interface são resolvidas a partir de um equação de adveccção (MONTEIRO, 2018).

O domínio simulado consiste em parte do reservatório da UHE, onde foi aplicada a condição de contorno de entrada, no vertedouro de soleira controlada por comporta segmento, seguido pela calha, curva de concordância, bacia de dissipação, soleira terminal e canal, onde foi aplicada a condição de contorno de saída. O domínio simulado é uma fatia com largura de 1,00 m, em escala de protótipo, representativa do vão do vertedouro.

Para todos os casos utilizou-se uma mesma malha prismática irregular, com um esquema de inflação de malha a partir da calha do vertedouro e fundo da bacia de dissipação. Ainda, se utilizou um refinamento de malha na região de ocorrência do ressalto hidráulico, com uma dimensão característica de 5 mm. A malha utilizada resultou em $2,968 \times 10^6$ elementos e $5,843 \times 10^5$ nós. A Figura 1 apresenta a malha utilizada nas simulações.

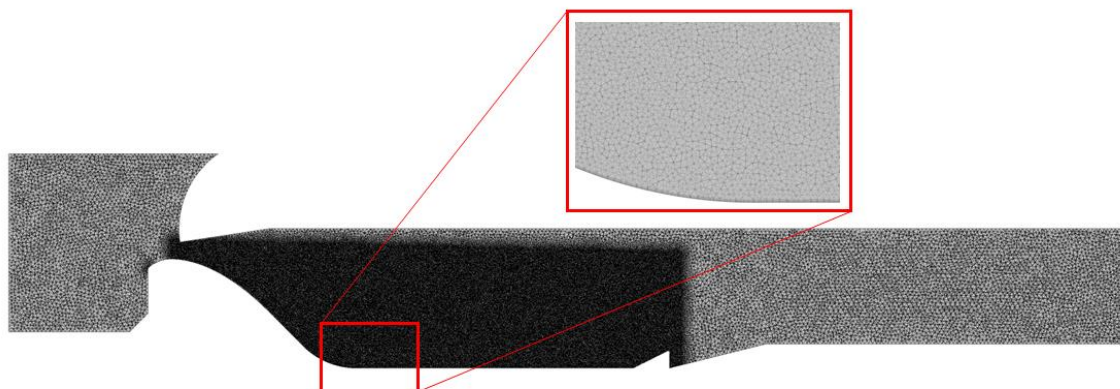


Figura 1. - Malha utilizada nas simulações.

Como condições de contorno, foi utilizada uma condição de entrada de massa, a montante, correspondente a uma vazão de água de 4.000 m³/s (em escala de protótipo); uma condição de saída, com nível d'água constante com pressão hidrostática; condições de parede (*no-slip*) onde não ocorre trocas de massa; condições de simetria na parte lateral do domínio e; condições de abertura na parte superior do domínio. Ressalta-se que na condição de contorno de saída foi considerado um adicional de 1,50 m (em escala de protótipo) na profundidade do escoamento, para todas as simulações, se comparado com a profundidade observada no MFH, a fim de realizar um maior afogamento do ressalto na simulação.

A Figura 2 apresenta um croqui esquemático das condições de contorno utilizadas.

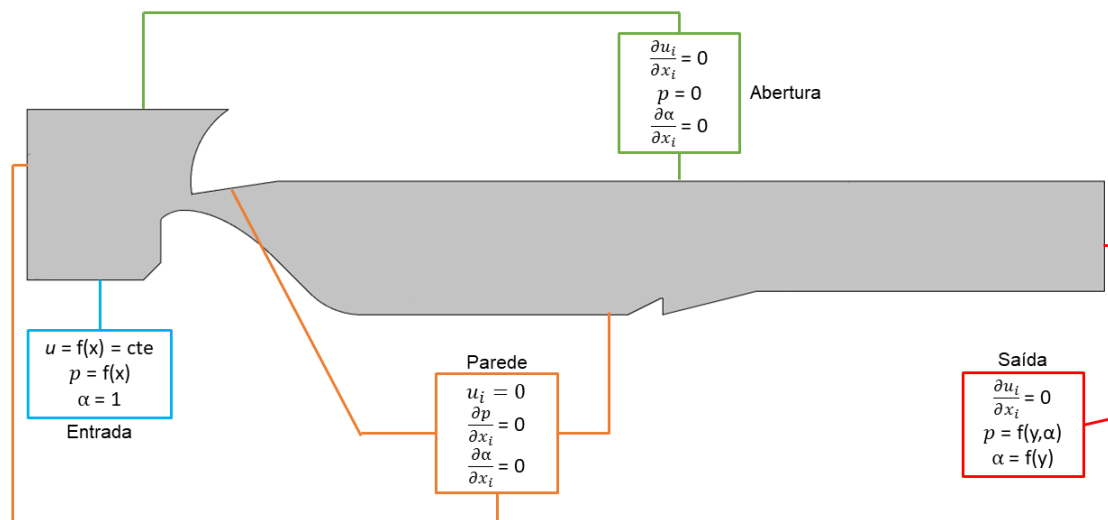


Figura 2. - Domínio simulado e condições de contorno.

Foram avaliados os seguintes modelos de turbulência para as equações RANS: $k-\epsilon$, proposto por Launder e Sharma (1974); $k-\omega$, proposto por Wilcox (1988); $RNG k-\epsilon$, proposto por Yakhot et al. (1992); e $SST k-\omega$, proposto por Menter (1993). Todos os modelos testados são denominados modelos de duas equações. Todos estes modelos relacionam as tensões de Reynolds aos gradientes de velocidade média e à viscosidade turbulenta, a qual é modelada como um produto das flutuações de velocidade.

Totalizou-se uma bateria de 4 simulações, sendo uma relativa a cada modelo de turbulência, das quais foram retirados dados de pressão média e campos de fração água-ar.

Os resultados de pressões médias obtidos nas simulações foram comparados com as pressões médias obtidas experimentalmente, através de transdutores de pressão, no MFH em escala 1:32 da UHE Porto Colômbia, apresentados por Teixeira (2008). Foram avaliados resultados em sete pontos

distribuídos entre a curva de concordância e a bacia de dissipação. A Figura 3 apresenta um croqui da estrutura simulada e a localização dos pontos de medição.

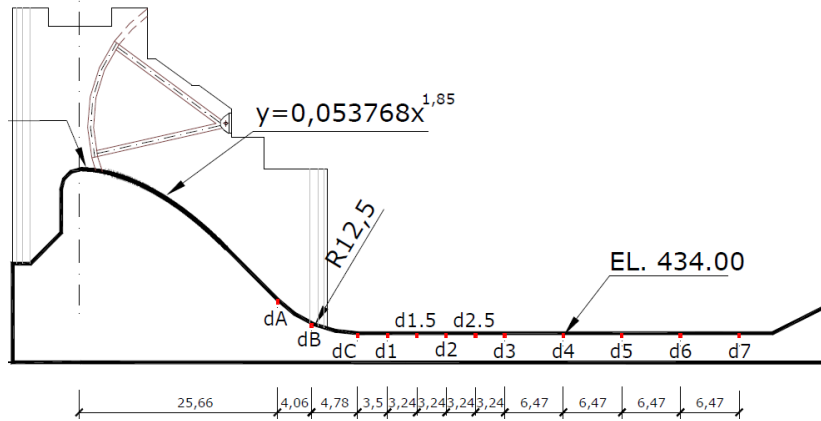


Figura 3. - Croqui da estrutura simulada e localização das tomadas de medição. Valores em escala de protótipo. Adaptado de Teixeira (2008).

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Figura 4 são observados os valores de fração água-ar para as 4 simulações realizadas.

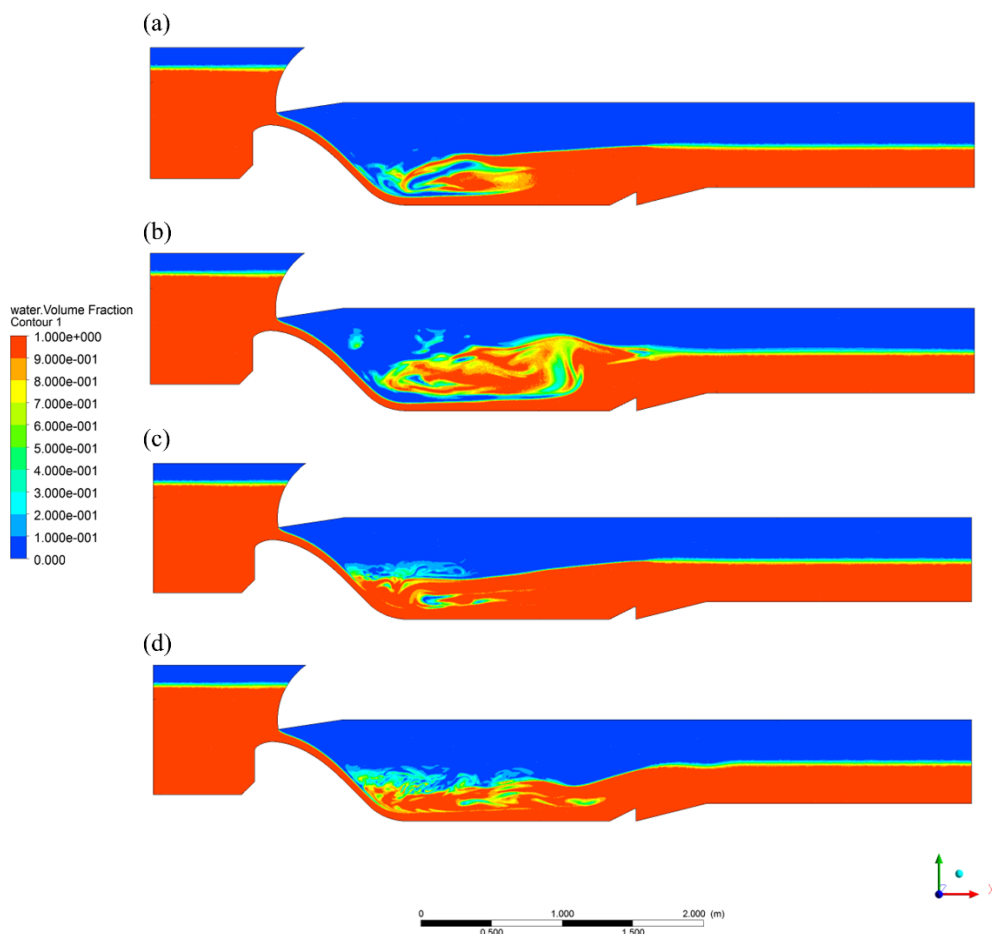


Figura 3.- Resultados da simulação para fração água-ar para os modelos de turbulência $k-\epsilon$ (a), $k-\omega$ (b), $RNG\ k-\epsilon$ (c) e $SST\ k-\omega$ (d).

Através da Figura 4 pode-se observar, qualitativamente, que os modelos de turbulência *RNG k-ε* e *SST k-ω* apresentam um padrão de escoamento mais semelhante ao observado no fenômeno físico. Nota-se, também a partir da Figura 4 que os padrões de incorporação de ar no escoamento e formato do perfil da linha d'água são sensíveis ao modelo de turbulência escolhido.

Os resultados de pressão média obtidos em cada uma das sete tomadas, tanto para as simulações, quanto para as medições no MFH, são apresentados na Figura 4. No Quadro 1, são apresentados os erros relativos percentuais de cada modelo de turbulência com relação às medições no MFH.

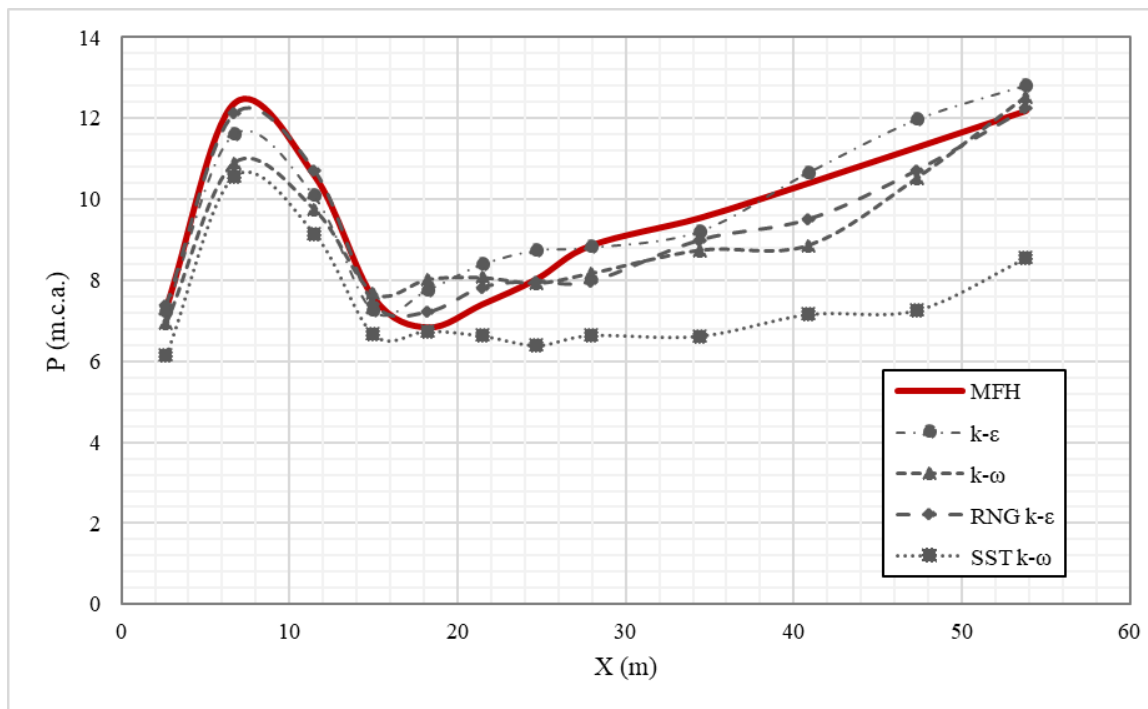


Figura 4. - Pressões obtidas nas posições das tomadas de pressão. Valores em escala de protótipo.

Quadro 1. - Erro percentual relativo ao modelo físico.

Sonda	Erro (%)			
	<i>k-ε</i>	<i>k-ω</i>	<i>RNG k-ε</i>	<i>SST k-ω</i>
dA	0.92	4.85	1.09	15.97
dB	6.21	11.91	1.99	14.65
dC	4.59	7.80	1.27	13.57
d1	4.07	1.71	1.87	12.00
d1.5	13.70	17.57	5.63	1.20
d2	13.47	9.11	5.76	10.46
d2.5	8.96	1.11	0.67	20.37
d3	0.47	7.65	10.08	25.07
d4	3.40	8.25	5.69	30.58
d5	2.53	14.67	8.52	31.17
d6	6.09	6.66	4.95	35.67
d7	5.16	2.88	0.53	29.88
Média	5.80	7.85	4.00	20.05

Conforme pode ser visualizado na Figura 2 e no Quadro 1, o modelo de turbulência *RNG k-ε* apresenta o menor erro relativo percentual médio para as pressões médias dentre os modelos avaliados. Todavia, deve-se levar em consideração que este resultado foi obtido para a variável de pressões médias no fundo da bacia de dissipação e para uma condição específica de escoamento. Em linhas gerais, todas as simulações subestimaram a pressão média de pico, no centro da curva de concordância.

Observa-se que a escolha do modelo de turbulência possui influência direta na formação do perfil da linha d'água no ressalto e também na incorporação de ar. Esse fato, por consequência, influencia também as pressões observadas no fundo da bacia de dissipação.

CONCLUSÃO

Portanto, conclui-se que quando utilizadas técnicas baseadas em RANS para a simulação de bacias de dissipação por ressalto hidráulico, a escolha do modelo de turbulência possui influência significativa nos resultados de pressão média no fundo da bacia. A escolha do modelo de turbulência adequado, juntamente com a escolha de condições de contorno adequadas, resulta em representações mais próximas do perfil da linha d'água do ressalto hidráulico, dos padrões de escoamento e das pressões médias no fundo da bacia de dissipação.

Ressalta-se que a escolha do modelo de turbulência a ser utilizado deve ser avaliada particularmente para cada situação, não só buscando na bibliografia modelos de turbulência já utilizados para a situação desejada, mas também realizando testes e análises de sensibilidade. Recomenda-se, para a mesma situação das simulações apresentadas no presente artigo, avaliar o comportamento dos diferentes modelos de turbulência frente a outras variáveis do escoamento, tal como campo de velocidades, dissipação de energia e perfis da linha d'água.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão de bolsa de estudo na modalidade Mestrado (GM) e à Eletrobras Furnas pelos dados referentes a UHE Porto Colômbia.

REFERÊNCIAS

- ANSYS. **ANSYS CFX - Solver Theory Guide**. Canonsburg, PA: Ansys Inc., 2009.
- BAI, Z.; ZHANG, J. Comparison of Different Turbulence Models for Numerical Simulation of Pressure Distribution in V-Shaped Stepped Spillway. **Mathematical Problems in Engineering**, v. 2017, p. 1–9, 2017.
- CANLI, E.; ATES, A.; BILIR, S. Comparison of turbulence models and CFD solution options for a plain pipe. **EPJ Web of Conferences**, v. 180, p. 02013, 4 jun. 2018.
- CHANSON, H. Turbulent air-water flows in hydraulic structures: Dynamic similarity and scale effects. **Environmental Fluid Mechanics**, v. 9, n. 2, p. 125–142, 2009a.
- CHANSON, H. Current knowledge in hydraulic jumps and related phenomena. A survey of experimental results. **European Journal of Mechanics, B/Fluids**, v. 28, n. 2, p. 191–210, 2009b.
- CHANSON, H. **Energy Dissipation in Hydraulic Structures**. London, UK: Taylor & Francis Group (IAHR monograph), 2015.
- FERZIGER, J. H.; PERIC, M. **Computational methods for fluid dynamics**. 3. rev ed. ed. Berlin; Heidelberg; New York; Barcelona; Hong Kong; London; Milan; Paris; Tokyo: Springer International Publishing, 2002. v. 34
- HAGER, W. H. **Energy Dissipators and Hydraulic Jump**. Dordrecht: Springer Netherlands, 1992. v. 8
- HART, J. Comparison of Turbulence Modeling Approaches to the Simulation of a Dimpled Sphere. **Procedia Engineering**, v. 147, n. 0, p. 68–73, 2016.
- HELLER, V. Scale effects in physical hydraulic engineering models. **Journal of Hydraulic Research**, v. 49, n. 3, p. 293–306, 2011.
- HIRT, C. .; NICHOLS, B. . Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. **Journal of Computational Physics**, v. 39, n. 1, p. 201–225, jan. 1981.
- MENTER, F. **Zonal Two Equation k-w Turbulence Models For Aerodynamic Flows**. 23rd Fluid Dynamics, Plasmadynamics, and Lasers Conference. **Anais...**Reston, Virigina: American Institute of

- Aeronautics and Astronautics, 6 jul. 1993Disponível em: <<https://arc.aiaa.org/doi/10.2514/6.1993-2906>>
- MONTEIRO, L. R. **SIMULAÇÃO NUMÉRICA DIRETA DE ALTA ORDEM PARA ESCOAMENTOS BIFÁSICOS ÁGUA-AR**. Tese (Doutorado) - Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2018.
- PFISTER, M.; CHANSON, H. Scale effects in physical hydraulic engineering models. **Journal of Hydraulic Research**, v. 50, n. 2, p. 244–246, 2012.
- TEIXEIRA, E. D. **Efeito de Escala na Previsão dos Valores Extremos de Pressão Junto ao Fundo em Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico**. Tese (Doutorado) - Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2008.
- VITI, N.; VALERO, D.; GUALTIERI, C. Numerical simulation of hydraulic jumps. part 2: Recent results and future outlook. **Water (Switzerland)**, v. 11, n. 1, p. 1–18, 2018.
- WILCOX, D. C. Reassessment of the scale-determining equation for advanced turbulence models. **AIAA Journal**, v. 26, n. 11, p. 1299–1310, nov. 1988.
- YAKHOT, V. et al. Development of turbulence models for shear flows by a double expansion technique. **Physics of Fluids A: Fluid Dynamics**, v. 4, n. 7, p. 1510–1520, jul. 1992.

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE ESCOAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS POR REÔMETROS

Ana Caroline Águido¹, Jorge Luiz Zegarra Tarqui² y Aloysio Portugal Maia Saliba²

¹ Mestranda em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. carolaguido@ufmg.br.

² Professores doutores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. jlzt@ufmg.br; aloysiosaliba@gmail.com.

RESUMO:

As barragens de rejeito são susceptíveis a falhas e, principalmente em razão dos últimos acidentes ocorridos no Brasil (Barragens de Fundão e B1), ficou claro o quanto as consequências podem ser graves. Sendo assim, é cada vez mais importante o conhecimento das consequências de uma possível ruptura e o aprimoramento dos estudos e metodologias capazes de preverem uma possível mancha de inundação. Além disso, a legislação tem caminhado no sentido de exigir que os estudos de ruptura hipotética considerem a influência dos parâmetros reológicos na mancha de inundação. Este trabalho irá descrever e discutir a metodologia para determinação da tensão de escoamento de rejeitos de mineração por meio de testes de abatimento ou slump, sendo este um método de fácil aplicabilidade. A determinação desse parâmetro, até então realizada principalmente por reômetros, é de extrema relevância para retratar-se o mais fidedignamente possível a propagação de um fluido não newtoniano em modelagens numéricas. Além disso, a fim de se discutir a consistência do método e possíveis limitações, os resultados serão comparados com aqueles obtidos por meio de reômetros para o mesmo material.

ABSTRACT:

Tailings dams are susceptible to failure and, mainly due to the latest accidents in Brazil (Fundão and B1 dams), it was clear how serious the consequences can be. Therefore, it is increasingly important to know the consequences of a possible rupture and the improvement the studies and methodologies capable of predicting a possible flood mapping. In addition, legislation has moved towards requiring that dam breaks studies consider the influence of rheological parameters on the flood mapping. This work will describe and discuss the methodology for determining the yield stress of mining tailings by means of slump tests, which is an easily applicable method. The determination of this parameter, which is performed mainly by rheometers, is extremely relevant to portray as accurately as possible the propagation of a non-Newtonian fluid in numerical models. Furthermore, in order to discuss the consistency of the method and possible limitations, the results will be compared with results obtained using rheometers for the same material.

PALAVRAS CHAVES: Slump, tensão de escoamento, ruptura de barragens

INTRODUÇÃO

A mineração é uma atividade de extrema relevância no Brasil, sendo a produção mineral nacional uma das maiores do mundo. No ano de 2019, o valor da produção mineral brasileira foi de 38 bilhões de dólares, que representou cerca de 16,8 % do PIB do país (IBRAM, 2020).

No entanto, a mineração é um processo complexo que envolve várias etapas incluindo, em muitos casos a formação de barragens de rejeito. E assim como qualquer obra de engenharia, são estruturas susceptíveis a falhas, ainda que a probabilidade de ocorrência seja baixa. Os danos podem ser catastróficos principalmente para as populações que vivem no vale a jusante, e ao próprio meio ambiente. Sendo assim, conforme citado por Machado (2017), é muito importante o conhecimento das consequências de uma ruptura, a envoltória de inundação associada, e seus efeitos sequentes.

Se tratando de eventos de grande magnitude, nos últimos anos ocorreram dois acidentes de grande impacto no Brasil. Em 05 de novembro de 2015, ocorreu a ruptura da Barragem do Fundão, liberando água e rejeitos a jusante. Essa tragédia causou impactos ambientais, ao longo de 640 km, 18 mortes e o desaparecimento de uma pessoa. A falha da barragem, segundo testemunhas e vídeos, ocorreu devido à liquefação dos rejeitos, um processo pelo qual a poropressão entre as partículas de rejeitos aumenta a tal ponto que a massa de material perde a resistência, comportando-se como um fluido. A partir das descrições e imagens estabeleceu-se que a transformação de sólido para líquido do material do reservatório se deu de forma completa e abrupta. (Morgenstern et al., 2016).

Em 25 de janeiro de 2019 ocorreu a ruptura da barragem de rejeitos B1, localizada na Mina do Córrego do Feijão em Brumadinho, Minas Gerais. A ruptura se deu na face da barragem e o colapso aconteceu em menos de dez segundos, liberando 9,7 milhões de metros cúbicos (Mm^3) de material, o que representaria aproximadamente 75% dos rejeitos armazenados no reservatório. O material da barragem apresentou uma perda repentina e significativa de resistência, escoando com grande velocidade, o que leva a crer que ocorreu o processo de liquefação assim como na Barragem do Fundão (Robertson et al., 2019).

A tragédia contabilizou aproximadamente 300 vítimas fatais e gerou a contaminação de cursos de água por elementos químicos nocivos à saúde. Em um mês os rejeitos já haviam avançado cerca de 250 quilômetros no rio Paraopeba, atingindo pelo caminho 16 municípios, caracterizando assim um desastre industrial, humanitário e ambiental (Laurino et al., 2020)

As observações relatadas nos dois acidentes retratam a importância de estudos sobre o comportamento do material, até então confinado em reservatórios de barragens, no vale a jusante após o rompimento das estruturas, e, segundo Machado (2017), buscar entender como ocorreu a transformação de material sólido para líquido. A definição de parâmetros reológicos do rejeito e as simulações hidráulicas considerando fluidos não newtonianos são importantes a fim de retratar o mais fidedignamente possível a propagação desse tipo de fluido.

A partir de tais acontecimentos houve mudanças na legislação relacionada a barragens de mineração e se tornou ainda mais urgente a realização de estudos mais aprofundados capazes de prever de maneira mais assertiva os impactos causados pela ruptura de uma estrutura de contenção de rejeitos. Tratando-se do arcabouço legal nacional destaca-se a Resolução nº 95 que no Artigo 6º, § 2º cita que o deslocamento da frente de onda, representado nos mapas de inundação, deve ser feito considerando, minimamente, modelos 2D, contemplando o acréscimo de materiais e sedimentos que a onda carrearão em seu deslocamento e o empreendedor deve executar a caracterização geotécnica e reológica dos materiais passíveis de mobilização.

A partir do exposto, percebe-se que a legislação tem caminhado no sentido de exigir que os estudos de ruptura hipotética considerem a influência dos parâmetros reológicos na mancha de inundação, existindo assim uma tendência de crescimento na demanda em se obter os parâmetros de entrada para os modelos hidráulicos.

Logo, o estudo e conhecimento das propriedades reológicas do rejeito são cada vez mais importantes para o estudo de inundação envolvendo rupturas de barragem a fim de caracterizar o

escoamento de um fluido não newtoniano. Atualmente programas computacionais como o FLOW-3D, FLO-2D, RiverFlow 2D e HEC-RAS 6.0 são capazes de simular tais características. No entanto, para a obtenção das variáveis de entrada referentes aos parâmetros reológicos dos rejeitos são necessários ensaios específicos envolvendo, por exemplo, reômetros. Sendo assim, o objetivo desse trabalho é descrever e analisar ensaios de abatimento, ou slump, para a determinação da tensão de escoamento dos rejeitos de mineração, sendo esse um dos parâmetros reológicos utilizados para as simulações de propagação de fluidos não newtonianos. Essa metodologia apresenta fácil aplicabilidade, além de representar uma alternativa menos onerosa e complexa que a utilização de reômetros. Além disso, será apresentada a comparação dos resultados obtidos com aqueles observados por meio de reômetros nos trabalhos de Machado (2017) e Dias (2017).

REOLOGIA

Os parâmetros reológicos de maior relevância para a engenharia de barragens são a viscosidade e a tensão limite de escoamento. Esses parâmetros, de maneira geral, variam de forma exponencial com a concentração volumétrica (ou teor de sólidos em volume) do rejeito, à medida que as interações entre as partículas se tornam mais relevantes. (Boger, 2013).

Possa et al. (2000) definiram a viscosidade de um fluido como sendo a propriedade que o mesmo apresenta em oferecer uma maior ou menor resistência à deformação, quando sujeito a esforços de cisalhamento. Já segundo Boger (2015), a tensão de escoamento pode ser entendida como a tensão de cisalhamento crítica que deve ser excedida antes que a deformação e o fluxo irreversíveis possam ocorrer. Boger (2013) cita que para tensões aplicadas abaixo da tensão limite de escoamento, as partículas se deformam de forma elástica, com recuperação completa da deformação após a remoção da tensão, sem entrar em movimento. Uma vez que a tensão de escoamento é excedida, as partículas se comportam como um líquido viscoso.

A Figura 1 apresenta a correlação entre a resistência dos rejeitos ao escoamento, ou tensão limite de escoamento, com a concentração de sólidos, sendo separados em três classes: polpa, pasta e torta, de acordo com Boger (2013). O aumento de resistência dos rejeitos ao escoamento com o aumento da concentração de sólidos é perceptível.

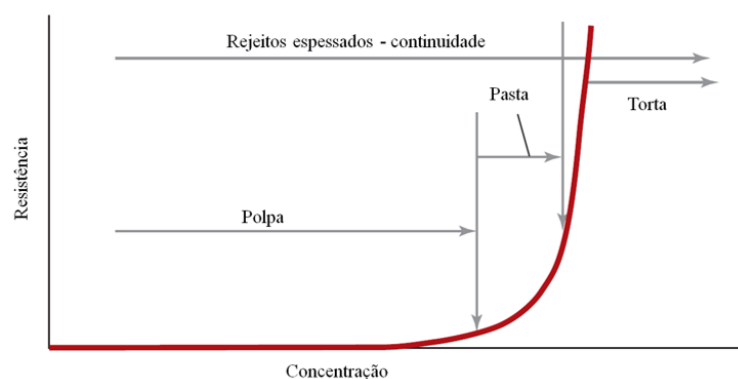


Figura 1.- Curva típica de resistência ao escoamento versus concentração em suspensão de rejeitos
Fonte: Adaptado de BOGER (2013)

De acordo com os Ribeiro (2015) os fluidos newtonianos possuem comportamento reométrico regido pela lei de viscosidade de Newton, e, portanto, não apresentam tensão cisalhante de escoamento e possuem relação linear entre tensão cisalhante e taxa de cisalhamento. Por sua vez, um fluido considerado como não newtoniano segue a lógica inversa, sendo a relação entre tensão cisalhante e taxa cisalhante não linear. Dentro da gama de fluidos não newtonianos há diversas

classificações, cabendo citar os fluidos pseudoplásticos, que se caracterizam pela decréscimo da viscosidade em função do aumento da taxa de cisalhamento, e que normalmente não possuem tensão de escoamento; os fluidos dilatantes, cuja viscosidade cresce com o aumento da taxa; e os fluidos viscoplásticos, também chamados por Ribeiro (2015) de binghamianos, os quais possuem comportamento de corpo rígido até uma tensão cisalhante após a qual a viscosidade plástica do fluido é constante. O comportamento reológico dos fluidos descritos pode ser observado, esquematicamente, na Figura 2.

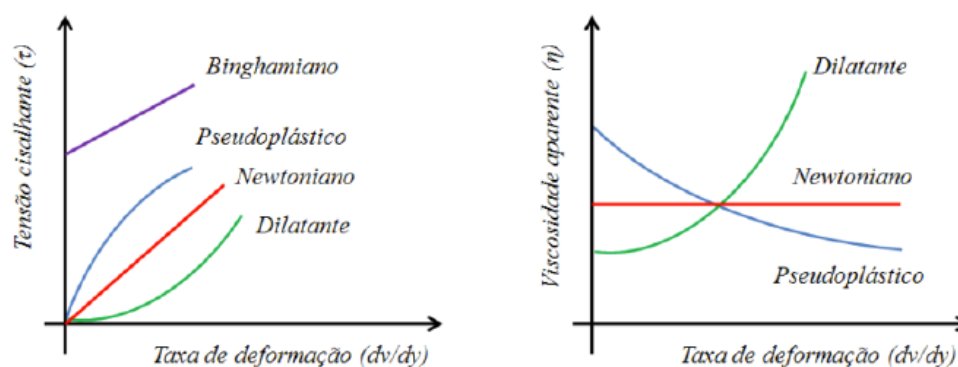


Figura 2. - Comportamento reológico dos fluidos
Fonte: RIBEIRO (2015)

REOMETRIA E TESTES DE ABATIMENTO “SLUMP”

O termo reometria é utilizado para a descrição do conjunto de técnicas experimentais adotadas para determinar as propriedades reológicas (Nascimento, 2008). O ensaio de abatimento do tronco de cone/cilindro (slump test) é uma maneira simples para obtenção da tensão de escoamento de fluidos não newtonianos, que também pode ser obtida por meio do ensaio de palheta (vane test). (Ribeiro, 2015).

O modelo de previsão da tensão limite de escoamento, a partir da medida de slump do material foi inicialmente idealizado para geometrias cônicas. Pashias (1996) adaptou o teste de slump para geometria cilíndrica e comparou as tensões de escoamento encontradas com dados obtidos por meio de medições com palhetas, obtendo boa concordância na comparação. Nesse estudo conclui-se que o teste representa um método simples, barato e eficaz para medições de tensão de escoamento principalmente quando métodos eletrônicos não são uma opção viável.

MATERIAL UTILIZADO

O material utilizado nos testes de slump foi coletado no trecho de rio a jusante da Barragem de Fundão, após o rompimento da estrutura em 05 de novembro de 2015, as margens do Rio Gualaxo do Norte. O material é o mesmo utilizados nos trabalhos de Dias (2017) e Machado (2017) que analisaram as propriedades reológicas do material por meio de reômetros e foi realizada a retro análise da simulação hidráulica de ruptura. Neste trabalho foi analisado o material proveniente do ponto destacado na Figura 3, no Rio Gualaxo do Norte, a aproximadamente 38 km a jusante do reservatório da Barragem de Santarém.

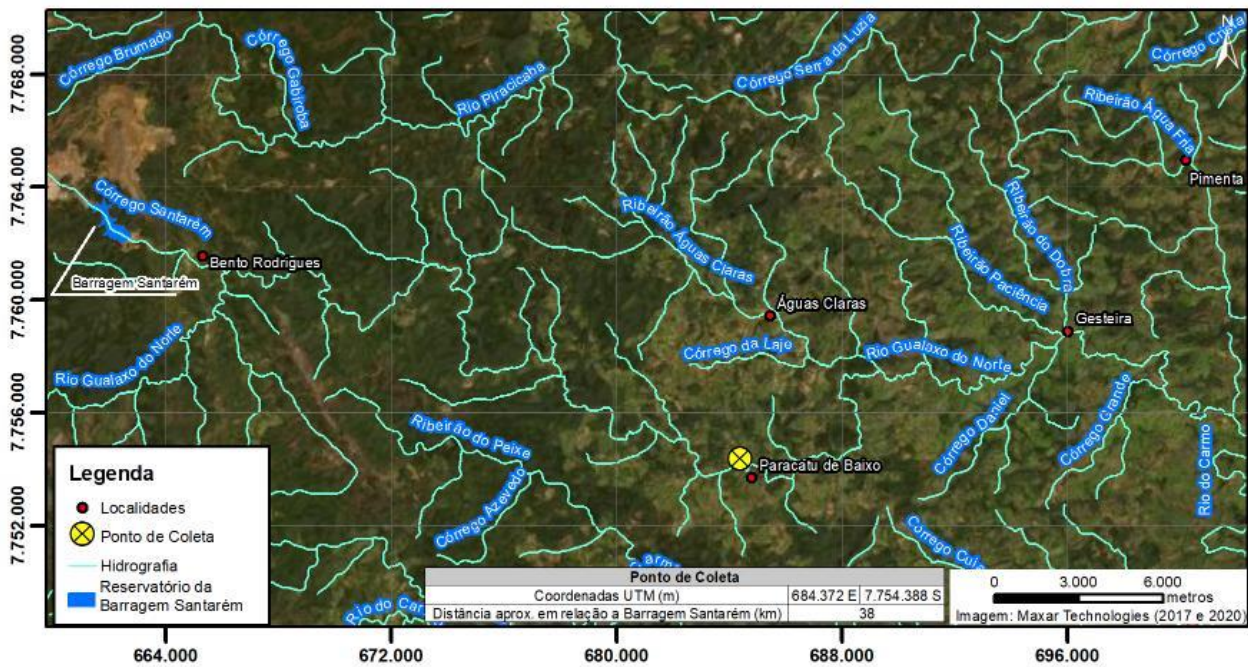


Figura 3. - Localização do ponto de coleta da amostra do rejeito para os ensaios de slump

CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

A caracterização geotécnica do material ensaiado foi realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos (LAMES) da UFES (Universidade Federal do Espírito Santo) e apresentada por Dias (2017) e Machado (2017). Nos trabalhos citados foram estudadas amostras de três pontos distintos. Já no presente trabalho, os testes foram realizados apenas com as amostras referentes ao ponto 2, conforme apresentado na curva granulométrica (Figura 4. -).

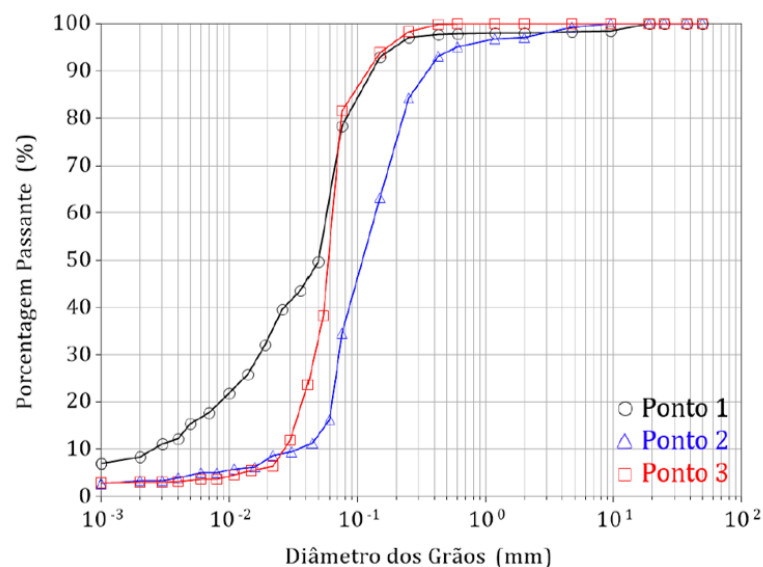


Figura 4. - Curva granulométrica das amostras
Fonte: Adaptado de Dias (2017)

Já a Tabela 1 compila os principais resultados da caracterização geotécnica para o ponto de interesse.

Tabela 1. - Resumo das características geotécnicas da amostra

Ponto	Tamanho das partículas				ρ_s (g/cm ³)
	Argila	Silte	Areia	Pedregulho	
P2	2,97	12,38	82,46	1,74	3,09

Fonte: Adaptado de Dias (2017)

No entanto, para determinar a densidade real dos grãos (G_s) ou massa específica dos grãos (ρ_s), foram realizadas novas análises com o picnômetro a gás de Hélio realizadas pelo laboratório Centro de Sedimentometria e Qualidade de águas LTDA. A densidade real dos grãos média obtida foi de 3,01 g/cm³ para a amostra referente ao ponto P2, utilizada nos testes de slump descritos neste trabalho. Essa foi a única análise realizada novamente já que influi diretamente nas concentrações volumétricas das amostras a serem utilizadas.

Sendo assim, o material ensaiado nos testes de slump pode ser classificado como areia mal graduada e massa específica real dos grãos (ρ_s) equivalente a 3,01 g/cm³ será utilizada na preparação das amostras e na definição da tensão de escoamento dos testes realizados.

METODOLOGIA

Preparação das amostras

As amostras para os ensaios de slump foram preparadas no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), mesmo local onde os testes foram realizados. A Figura 5 apresenta as principais etapas desse processo.



Figura 5. - Etapas da metodologia dos testes de slump realizados

Na **Etapa 1** cada amostra foi preparada com a concentração volumétrica desejada, pesou-se a quantidade de material seco e de água, e na sequência a polpa formada foi homogeneizada manualmente (**Etapa 2**). Para isso, utilizou-se balanças de precisão, béqueres, espátula, buretas, bastão e água destilada. Para a preparação de cada amostra com a concentração volumétrica desejada considerou-se as equações 1 a 3.

$$V_s = V_{t_{cilindro}} C_v \quad [1]$$

$$M_s = V_s \rho_s \quad [2]$$

$$V_w = M_w = V_{t_{cilindro}} - V_s \quad [3]$$

Nas quais V_s é o volume de sólidos ou rejeitos, no presente caso, $V_{t_{cilindro}}$ corresponde ao volume total do cilindro (slump), C_V é a concentração volumétrica de sólidos ou sedimentos (rejeito), M_s é a massa de sólidos (rejeito), ρ_s é massa específica real dos grãos, V_w é o volume de água inserido na mistura e M_w é a massa de água.

Cabe ressaltar que o volume de água (V_w) e a massa de água (M_w) são equivalentes (equação 3) já que considerou-se a a massa específica da água igual a $1,0 \text{ g/cm}^3$. Além disso, a relação entre o volume de sedimentos e o volume total é dita concentração volumétrica de sedimentos (C_V).

Na **Etapa 3** o recipiente cilíndrico foi preenchido com a mistura preparada e na **Etapa 4** o cilindro é removido verticalmente. A partir disso ocorrerá o abatimento da amostra que será medido e utilizado para determinação da tensão de escoamento do material (**Etapa 5**).

A altura (s), ou abatimento, que representa a diferença entre a altura do cilindro e a altura final da amostra deformada, foi medida utilizando-se réguas no momento da realização do teste, conforme apresentado na Figura 6. Além disso, foi feita a conferência com o software Autocad, buscando-se assim reduzir a imprecisão da medição.



Figura 6. - Processo de medição do abatimento da amostra

Procedimento Experimental - Ensaio de abatimento “slump”

No ensaio um recipiente cilíndrico aberto em ambas as extremidades e posicionado sobre uma placa ou superfície plana e horizontal será preenchido com a amostra de rejeitos em camadas. Em seguida, o recipiente será levantado verticalmente e o material sofrerá um abatimento, o qual é medido. A Figura 7 apresenta o diagrama do teste de slump proposto em cilindro, descrito por Clayton et al (2003) e adaptado da metodologia proposta por Pashias (1996) e as principais variáveis envolvidas na análise.

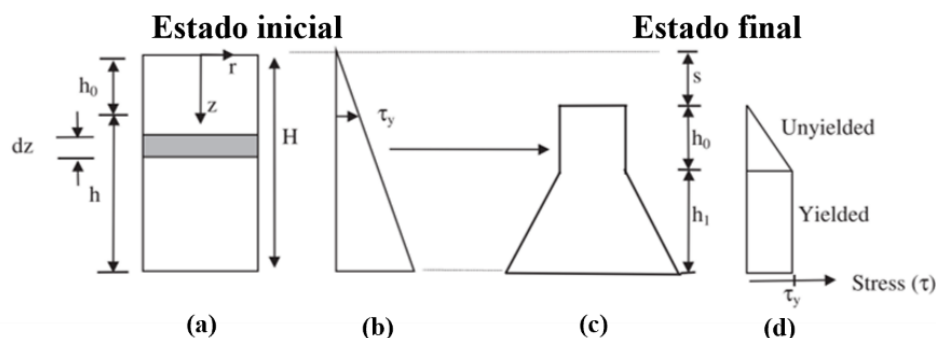


Figura 7. - Diagrama esquemático do teste de slump realizado em cilindro
Fonte: Adaptado de Clayton et al. (2003) e Pashias (1996)

Na qual H é a altura do total do cilindro (mm), S é a altura de abatimento do cilindro ou slump (mm), h_0 é altura da região indeformada (m), h_1 é altura da região deformada (m), e τ_y é a tensão de escoamento (Pa).

De acordo com Pashias (1996), a Figura 7 ilustra esquematicamente o comportamento de queda e o perfil de tensões do material. Em algum ponto do cilindro indeformado (Figura 7 – a) o material sofrerá uma tensão superior a sua tensão de escoamento (Figura 7 – b), enquanto acima deste ponto a tensão é inferior a tensão de escoamento, logo, essa área é representada esquematicamente como uma região indeformada (h_0). Após a retirada do cilindro, e com a conclusão do processo de queda (Figura 7 – c), a distribuição das tensões passa a ser aquela observada na Figura 7-d. Cabe ressaltar que os valores de h e h_0 na Figura 7-a são meramente esquemáticos para o entedimento das regiões que estarão acima e abaixo do ponto onde a tensão estará atuando no material.

A interpretação dos resultados de testes de slump, utilizando a geométrica cilíndrica do recipiente, pode ser obtida simplificada pela análise da altura após a retirada do recipiente, podendo ser calculado de acordo com as equações abaixo, propostas por Clayton et al. (2003) e Pashias (1996).

$$S' = \frac{S}{H} \quad [4]$$

$$\tau'_y = 0,5 - 0,5 \sqrt{S'} \quad [5]$$

$$\tau_y = \tau'_y \rho g H \quad [6]$$

Nas quais τ_y é a tensão de escoamento (Pa), τ'_y é a tensão de escoamento adimensional, ρ é a massa específica da mistura (g/cm^3), g é a aceleração da gravidade (m^2/s), H é a altura total do cilindro (mm), S é a altura de abatimento do cilindro ou a medida do slump (mm) e S' é a medida do slump adimensional.

A partir da metodologia descrita foram realizados testes de slump, capazes de determinar valores de tensão de cisalhamento com facilidade e precisão. Para esse estudo, o aparato cilíndrico utilizado possui altura igual a $H=7,09$ cm, e o diâmetro $D=7,24$ cm, sendo a razão H/D em torno de 1,00, compatível com o dimensionamento proposto pela metodologia. O cilindro foi construído em PVC por ser um material de fácil manuseio e adaptação as dimensões necessárias. A Figura 8 ilustra o aparato utilizado com suas respectivas dimensões.



Figura 8. - Aparato cilíndrico utilizado nos testes de slump

Plano amostral

O plano operacional para os testes de slump contempla a realização de experimentos para 4 concentrações volumétricas distintas e 4 repetições para cada um dos testes, totalizando assim 16 testes. As concentrações volumétricas ensaiadas são as mesmas analisadas por meio de reômetro nos trabalhos de Dias (2017) e Machado (2017) a fim de possibilitar a comparação entre os métodos.

Os valores de abatimento que serão considerados para cada concentração e que serão utilizados para o cálculo das tensões de escoamento foram obtidos por meio de uma média aritmética simples entre as repetições válidas.

RESULTADOS

A Figura 9 apresenta alguns resultados dos testes utilizando o slump cilíndrico de diâmetro 7,24 cm para as quatro concentrações volumétricas analisadas.

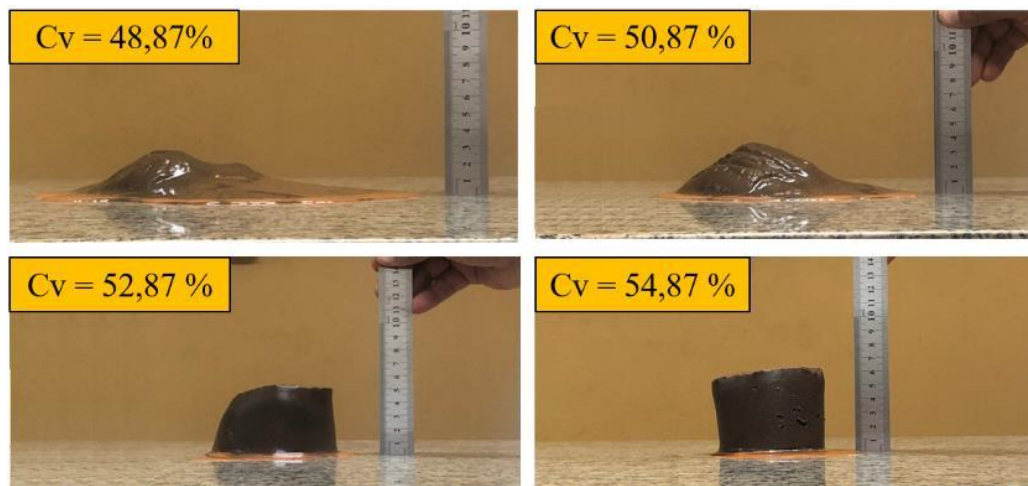


Figura 9. - Abatimentos observados nos testes de slump para as quatro concentrações volumétricas (C_v) testadas

É possível observar que as concentrações ensaiadas englobam materiais com características bem aquosas até amostras em que não se observam grandes deformações, o que caracterizaria uma faixa amostral satisfatória.

A Tabela 2 apresenta os valores de abatimento para todas as repetições realizadas e cada uma das concentrações consideradas.

Tabela 2. - Valores do abatimento medido

C_v (%)	Repetição	Teste válido	S (cm)	S médio (cm)	C_v (%)	Repetição	Teste válido	S (cm)	S médio (cm)
48,87	1	Sim	4,4	4,6	50,87	1	Sim	1,9	1,9
	2	Sim	4,4			2	Sim	2,2	
	3	Não ^(*)	3,0			3	Sim	1,6	
	4	Sim	4,9			4	Sim	2,0	
52,87	1	Sim	3,9	2,9	54,87	1	Sim	1,2	0,9
	2	Sim	3,5			2	Sim	1,1	
	3	Sim	1,9			3	Sim	0,6	
	4	Sim	2,5			4	Sim	0,8	

^(*) O teste foi descartado em função de um erro no processo de homogeneização da mistura

Com os valores de abatimento médio obtidos e com as demais variáveis apresentadas, foi possível o cálculo da tensão de escoamento (τ_y), conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3. - Resultados dos testes de Slump

Cv (%)	Ms(g)	Mw(g)	ρ (g/cm ³)	W (%)	S (cm)	S'	$\tau y'$	$\rho g H$ (Pa)	τy (Pa)
48,87	437,7	152,1	2,02	34,75%	4,6	0,6	0,1	140,6	13,7
50,87	455,6	146,2	2,06	32,09%	2,9	0,4	0,2	143,5	25,9
52,87	473,6	140,2	2,10	29,60%	1,9	0,3	0,2	146,3	35,3
54,87	491,5	134,3	2,15	27,32%	0,9	0,1	0,3	149,2	48,0

Na qual Cv é a concentração volumétrica de sedimentos (rejeitos), Ms é a massa de sólidos (rejeitos), Mw é a massa de água, ρ é a massa específica da mistura, w (%) é o teor de umidade da amostra, S é a altura do abatimento ou medida do slump; S' é a medida do slump adimensional, $\tau y'$ é a tensão de escoamento adimensional, g é a aceleração da gravidade, H representa a altura total do cilindro e τy é a tensão de escoamento.

Ao analisar os resultados, como era esperado, os valores das tensões de escoamento apresentaram um crescimento à medida que a concentração volumétrica aumenta. A Figura 10 ilustra graficamente os valores de tensão de escoamento definidos para cada um dos coeficientes volumétricos ensaiados.

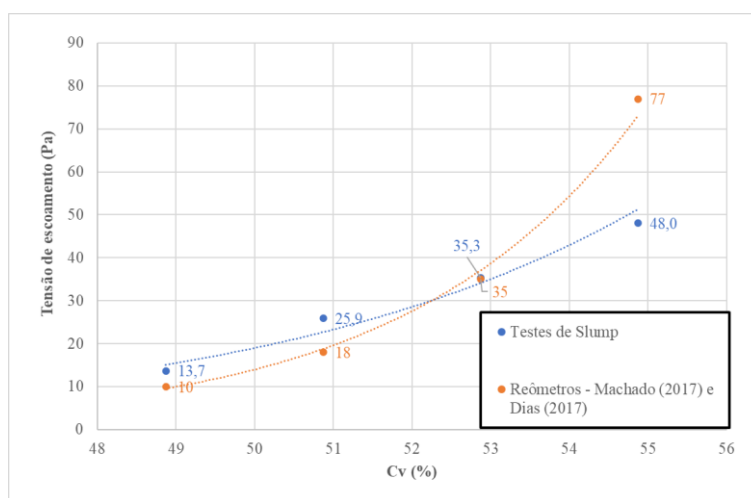


Figura 10. - Resultado dos testes de slump: Tensão de escoamento (Pa) x CV (%)

Observa-se que os resultados para as duas metodologias apresentam uma tendência de crescimento exponencial da tensão de escoamento com o aumento da concentração volumétrica das amostras. Sendo assim, um pequeno incremento de concentração do rejeito gera um aumento considerável nos valores de tensão de escoamento correspondentes.

Além disso, os valores de tensão de escoamento obtidos por meio da metodologia de slump cilíndrico possui boa similaridade com os resultados provenientes das análises com reômetros, principalmente para as concentrações volumétricas equivalentes a 48,87%, 50,87% e 52,87%, com diferenças que não ultrapassam 44%.

CONCLUSÕES

Os estudos e ensaios realizados visaram descrever e analisar a metodologia de testes de slump para determinação de valores de tensão de escoamento (parâmetro reológico) da amostra de rejeito desprendida da Barragem do Fundão e comparar os resultados encontrados com aqueles obtidos por meio de reômetros para o mesmo material. Com os resultados aqui apresentados, e com os demais resultados que serão provenientes dessa pesquisa, busca-se validar a metodologia e discutir sua

consistência para a definição da tensão de escoamento do material por meio de um método simplificado, de rápida execução e menos oneroso.

Os resultados das duas metodologias apresentaram boa similaridade principalmente para as amostras cujas concentrações volumétricas equivalem a 48,87%, 50,87% e 52,87%.

Alguns aspectos podem justificar a ausência de uma conformidade ainda maior entre as curvas dos testes de slump e do reômetro como, por exemplo, a dificuldade encontrada na homogeneização do material para execução dos testes de abatimento, visto que para as concentrações mais baixas (48,87% e 50,87%) a mistura rapidamente sedimentava e notava-se a separação de material sobrenadante. Além disso, foi possível perceber diferenças nos materiais secos referentes ao ponto de coleta do rejeito em estudo. Algumas amostras perceptivelmente possuem mais matéria orgânica que outras, e as colorações também apresentavam diferenças, o que pode indicar composições mineralógicas e granulométricas distintas em trechos muito próximos.

Outro aspecto que pode ser discutido seria a representatividade e limitações dos testes em reômetros rotacionais. As amostras normalmente ensaiadas possuem pequeno volume e por isso podem não representar as condições de homogeneização e sedimentação observadas nos testes de slump e até mesmo no reservatório de uma barragem.

De maneira geral os testes de slump apresentaram resultados coerentes (crescimento exponencial com o aumento da concentração volumétrica) e bem próximos àqueles observados por meio de testes com reômetros.

No entanto, algumas variáveis devem ser pontuadas e detalhadas em etapas futuras, como: a dificuldade em homogeneizar as misturas, a influência do material do cilindro e de suas dimensões nos resultados observados, o quanto a presença de matéria orgânica pode impactar nas observações, a representatividade do material ensaiado tanto nos slumps quanto nos reômetros quando comparado ao material depositado nos reservatórios de rejeitos e o quanto a diferença entre os resultados observados pode impactar nas modelagens de ruptura de barragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM - Agência Nacional de Mineração (2022). “Resolução nº 95 de 7 de fevereiro de 2022”. Publicada por DOU de 16 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração.

Boger, D.V. (2013). “Rheology of Slurries and Environmental Impacts in the Mining Industry”. p. 57-239. *Annual Review of Chemical and Biomolecular Engineering*. 2013.

Boger, D. V. (2015) *Paste and Thickened Tailings - A Guide*. Third edition. Perth, WA: 2015, Cap 3, p. 21-43.

Clayton, S.; Grice, T.G.; Boger, D.V. (2003). “Analysis of the slump test for on-site yield stress measurement of mineral suspensions”. *International Journal of Mineral Processing*, Melbourne, p.3-21.

Dias, N. A. (2017). “Determinação de propriedades reológicas de rejeito de mineração por meio de reômetro rotacional”. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, UFES, Vitória. 2017.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração. (2020). *Informações sobre a economia mineral brasileira*. IBRAM, 2020. Disponível em: <<https://ibram.org.br/publicacoes/>>. Acesso em: 03 março 2021.

Laurino, B. I.; Preto, C.T.J.O.; Junior, C.P.F. (2020) “Análise acidente em Brumadinho – Minas Gerais – Utilização de Rejeitos de Barragens na Construção Civil”. *Brazilian Journal of Natural Sciences*, v.3 n. 1, p. 231-238.

Machado, N. C. (2017) “Retroatálise da propagação decorrente da ruptura da barragem do Fundão com diferentes modelos numéricos e hipóteses de simulação”. Belo Horizonte: UFMG, 2017. Dissertação de Mestrado - UFMG/Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Morgenstern, N. R.; Vick, S. G.; Viotti, C. B.; Watts, B. D. (2016). *Fundão Tailings Dam Review Panel*. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. 88 p. Disponível em: <<http://fundaoinvestigation.com/>>. Acesso em: 28 abril de 2021.

- Nascimento, C. R.** (2008). “Reologia e reometria aplicadas ao estudo de polpas minerais”. Rio de Janeiro: CETEM, 2008. (Série Rochas e Minerais Industriais, 11).
- Pashias, N. et al.** (1996). “A fifty-cent rheometer for yield stress measurement”. Journal of Rheology. Melbourne, 1996.
- Possa, M. V., et al.** (2000) *Comportamento reológico de polpas de minérios*. Rio de Janeiro: CETEM, 2000. (Série Tecnologia Mineral, 77).
- Ribeiro, V. Q. F.** (2015) “Proposta de metodologia para avaliação de rupturas de estruturas de disposição de rejeitos”. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação Geotecnia e Transportes) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2015.
- Robertson, P.K.; Melo, L.; Williams, D.V.; Wilson, G.W.** (2019). *Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam*. 2019. 71 p. Disponível em: <<http://www.b1technicalinvestigation.com/>>. Acesso em: 28 abril de 2021.

MODELO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO PARA DETERMINAR LAS ZONAS DE PELIGROSIDAD EN PEATONES POR INUNDACIONES PLUVIALES

1^{er}. Diego Iván Sánchez Tapiero, 2^{do}. Manuel Antonio Contreras Martínez 3^{er}. Gerald Augusto Corzo Pérez y 4^{er}. German Ricardo Santos Granados

1^{er}. Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Química, Universidad de Pamplona, Colombia

2^{er}. Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Química, Universidad de Pamplona, Colombia
Estudiante Doctorado en Ingeniería - Escuela Colombiana de Ingeniería – Julio Garavito

3^{er} Associate Professor, Hydroinformatics IHE Delft Institute for Water Education, Colombia

4^{er}. Director de Posgrados, Escuela Colombia de Ingeniería Julio Garavito, Colombia

diego.sanchez@unipamplona.edu.co; manuel.contreras-m@mail.escuelaing.edu.co; g.corzo@un-ihe.org; german.santos@escuelaing.edu.co

Resumen

La rápida expansión de zonas duras en cuencas urbanas de todo el mundo, ha aumentado drásticamente la superficie impermeable en ciudades, trayendo como consecuencia graves inundaciones y pérdidas económicas a la población civil. En este trabajo se presentan los avances de un modelo hidráulico e hidrológico para la determinación de zonas de peligrosidad en peatones por inundaciones pluviales en una cuenca urbana de la ciudad de Cúcuta, Colombia, asociado al aumento de la velocidad y a la altura de la lámina de agua de inundación en vías y andenes. En la mayor parte de la ciudad de Cúcuta no se cuenta con un sistema de alcantarillado de aguas lluvias adecuado, con una reducida red de drenaje conformada por canales abiertos o subterráneos, y en algunos sectores tuberías insuficientes como se observará en el desarrollo del trabajo. La simulación de la inundación se realizó utilizando el modelo avanzado de gestión de aguas pluviales por computadora (PCSWMM), al cual se suministró la infraestructura urbana y los parámetros geomorfológicos (área, rugosidad, material, número de curva, entre otros) de la cuenca en estudio, además de la red pluvial existente. Se desarrolló un modelo hidráulico e hidrológico 1D– 2D que permite obtener el desbordamiento del drenaje y la escorrentía superficial presentados por una fuerte precipitación, obteniendo la velocidad y la altura de la lámina de agua en las vías. Posteriormente, con la información obtenida del modelo hidráulico e hidrológico, se generan las zonas de peligrosidad para peatones por inundaciones pluviales urbanas.

Introducción

A nivel mundial los eventos de inundación y el riesgo asociado en cuencas urbanas es un tema que cada día es más preocupante, convirtiéndose en un factor crítico en los países en desarrollo, donde el peligro es menos comprendido y estudiado (Nkwunonwo et al., 2020). Según el informe de la ONU “The United Nations world water development report 2020: water and climate change”, las inundaciones en el mundo y las precipitaciones asociadas al cambio climático han aumentado en más de un 50% en los últimos 10 años, produciéndose a un ritmo cuatro veces mayor que en 1980 (Organización de las Naciones Unidas (ONU), 2020). Desde el 2006 más de 100 ciudades chinas sufrieron inundaciones cada año, afectando más de 100 millones de habitantes (Liu et al., 2019). Así mismo, la Organización Meteorológica Mundial (OMM) en el “Atlas de Mortalidad y Pérdidas Económicas provocadas por fenómenos Meteorológicos, Climáticos e Hidrológicos Extremos” señala que el 79% de los desastres naturales son producidos por este tipo de fenómenos, ocasionados por precipitaciones intensas y desbordamiento de causas. Según el atlas el 55% de muertes y el 86% de las pérdidas económicas más importantes en el mundo durante los años 1970 y 2012, se debieron a las inundaciones (Organización Meteorológica Mundial (OMM), 2014).

Sin embargo, como se ha comentado anteriormente, las inundaciones producidas en cuencas urbanas pueden ocasionar

daños, los cuales no solo son materiales sino también pueden afectar a las personas, generando consecuencias directas a los que transitan por zonas donde la peligrosidad y el riesgo son mayores frente a eventos de lluvia. Según (Martínez Gomariz, 2016), la peligrosidad sucede ante cualquier evento natural amenazante, y no revelan la ocurrencia de daños sino la posibilidad de que estos sucedan. Este concepto de peligrosidad involucra la probabilidad e intensidad del peligro, lo que permite en cuencas urbanas que los modelos hidráulicos e hidrólogos contribuyan a la determinación de la evaluación de la peligrosidad.

El fenómeno de inundaciones urbanas por origen pluvial se presenta en la ciudad de Cúcuta (Colombia) de manera severa en diferentes zonas de la ciudad, donde convencionalmente se ha tratado de dar solución a lo largo de los años, incrementando la capacidad de las pocas redes de drenaje existentes y con la construcción de canales de recolección y transporte de aguas lluvia de manera no planificada, solución que genera altos costos en su implementación.

Descripción de la Zona

La zona de estudio está ubicada al nororiente de la ciudad de Cúcuta, enmarcada entre las coordenadas 7°55'17.19" latitud Norte y 72°30'3.22" longitud Este, delimitada al noroeste por la avenida 4 entre la calle 16 N a la calle 23 N y al sudeste por la calle 9ª N entre la avenida Guimaraal y la avenida Libertadores. Esta zona es densamente poblada, de uso de suelo mixto, con importante actividad comercial e industrial. El sistema de drenaje de aguas lluvias de la zona es deficiente como se describió anteriormente, pese a la cercanía de un importante canal de aguas lluvias.



Figura 1. - Zona de estudio, Cúcuta (Colombia) Fuente: Mapa base de ArcGIS

En esta zona, en los últimos años se ha evidenciado la presencia de inundaciones pluviales con altos valores de velocidad y niveles de agua que colocan en peligro la vida de los peatones que transitan por el lugar. Estas inundaciones se presentan principalmente por tres causas, la primera se debe a la poca cobertura del sistema de alcantarillado pluvial en la zona, la segunda, a la falta de limpieza y mantenimiento de las rejillas que captan el agua de escorrentía, y como tercera causa, la acumulación de agua lluvia por las vías proveniente de otras zonas a causa de fenómenos morfológicos de

las calles y andenes como se describirá en el desarrollo del documento completo. Las tres causas mencionadas anteriormente se conjugan en la zona de estudio causando en eventos extremos de lluvia inundaciones severas con niveles altos de lámina de agua.

Materiales y Métodos

En esta investigación se empleó el modelo PCSWMM en su versión 7.4.3240 de Computation Hydraulics International (CHI), haciendo uso del motor hidráulico e hidrológico de SWMM5, que se basa en las ecuaciones 1D de Saint-Venant, expresadas a continuación:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAsf + gAhl = 0 \quad [2]$$

Se construyó un modelo hidráulico e hidrológico 1D-2D para simular la inundación urbana en la cuenca de estudio, que permitiera determinar las zonas de peligrosidad en peatones, implementándose dos módulos de PCSWMM, el módulo de procesamiento de escorrentía y el de enrutamiento de flujo. Se incorporaron a PCSWMM los parámetros de entrada necesarios para la simulación mediante cuatro capas, subcuencas, conexiones, conductos y emisarios o puntos de salida. El área de estudio se dividió en varias subcuencas, donde a cada una se le asignaron los parámetros hidrológicos, como el área, el ancho de la subcuenca, la pendiente y el coeficiente de impermeabilidad.

Para la investigación, el modelo 1D-2D se construyó implementado un enfoque de conexión directa, permitiendo que la red de drenaje (1D) se conecte directamente a la superficie de inundación, en este caso las vías. Este método solo se utilizó en los lugares de la cuenca donde se cuenta con un sistema de drenaje, para las demás zonas, las descargas de las subcuencas se conectaron directamente a los nodos del modelo 2D. Así mismo, se implementó un modelo digital de elevación de la zona de estudio, que permitió darle al modelo 2D la topografía de la superficie de inundación. Finalmente, para simular el modelo hidráulico e hidrológico, cada conexión del modelo 1D se conectó al punto de conexión de la malla en 2D más cercano, esta conexión le permite al modelo la transferencia libre del flujo entre el sistema de drenaje (1D) y la superficie de inundación (2D) de la zona de estudio, obteniéndose los mapas de inundación.

Seguidamente, para la determinación de las zonas de peligrosidad en peatones de la cuenca de estudio, se implementó la metodología propuesta por (Martínez Gomariz, 2016), quien adoptó los criterios determinados experimentalmente en un modelo físico de laboratorio, y numéricamente mediante un modelo en CFD (Dinámica de fluidos computacional), para establecer los límites de peligrosidad en peatones cuando se presentan inundaciones urbanas, generando tres niveles de peligrosidad (alta, medía y baja).

Tabla 1. - Niveles de peligrosidad para peatones

Nivel de peligrosidad	Criterio adoptado
Baja	$y \leq 0.5 \text{ m}$ y $(v \cdot y) \leq 0.16 \text{ m}^2/\text{s}$
Media	$y \leq 0.5 \text{ m}$ y $0.16 \text{ m}^2/\text{s} < (v \cdot y) \leq 0.22 \text{ m}^2/\text{s}$
Alta	$y > 0.5 \text{ m}$ ó $(v \cdot y) > 0.22 \text{ m}^2/\text{s}$ ó $v > 1.88 \text{ m/s}$

Donde (y) representa la altura de la lámina de agua, (v) la velocidad y (v·y) el producto de la velocidad por la altura de la lámina de agua

Con los niveles de peligrosidad establecidos para la investigación, se extrae del modelo hidráulico e hidrológico la velocidad (en dos dimensiones) y la altura de la lámina de agua, para incorporarse a un sistema de información geográfica en

formato .shp, y mediante sentencias en el programa se establece el criterio de peligrosidad a cada una de las celdas, de manera que se represente un color correspondiente al nivel de peligrosidad, permitiendo obtener, las zonas de peligrosidad para peatones en la cuenca urbana de estudio generadas por un evento de lluvia.

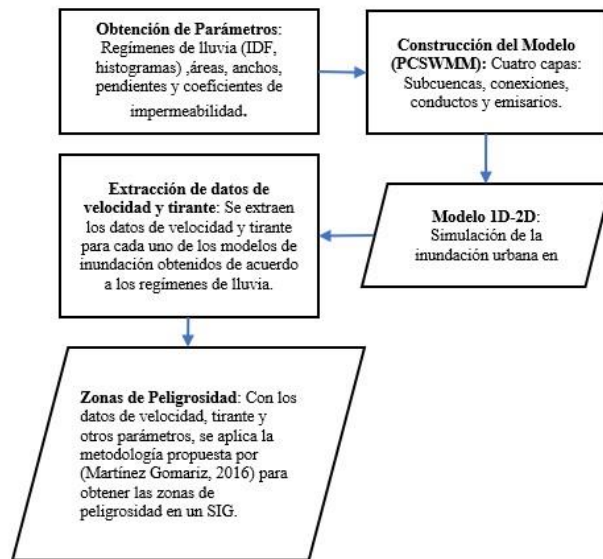


Figura 2. - Diagrama de flujo resumen de la metodología

Resultados

Los resultados iniciales del modelo hidráulico e hidrológico permiten entender la dinámica de los sistemas de drenaje existentes cuando se colmatan debido a algunas precipitaciones fuertes, donde se supera su capacidad hidráulica y el agua lluvia sale a través de los pozos y rejillas para convertirse en escorrentía superficial. Así mismo, el modelo permite obtener para diferentes precipitaciones, las principales áreas de la zona de estudio donde se presentan manchas de inundación con tirantes y velocidades altas, factores importantes para la determinación de la peligrosidad en peatones. Actualmente se trabaja en la construcción del mapa de peligrosidad en peatones de la zona de estudio, con el objeto de presentarlo en el artículo completo.

Agradecimientos

Los autores agradecen a Computational Hydraulics International (CHI) por la licencia de PCSWMM en su versión 7.4.3240 y el soporte técnico brindado a través de su plataforma.

Referencias

Liu, J., Shao, W., Xiang, C., Mei, C., & Li, Z. (2019). "Uncertainties of urban flood modeling: Influence of parameters for different underlying surfaces". *Environmental Research*, 182

Martínez Gomariz, E. (2016). "Inundaciones urbanas: Criterios de peligrosidad y evaluación del riesgo para peatones y vehículos". TDX (Tesis Doctorals en Xarxa).

Nkwunwo, U. C., Whitworth, M., & Baily, B. (2020). "A review of the current status of flood modelling for urban flood risk management in the developing countries". *Scientific African*, 7, e00269. doi: 10.1016/j.sciaf. 2020.e00269.

OMM. (2014). *Atlas of Mortality and Economic Losses from Weather, Climate and Water Extremes 1970 – 2012*

WWAP, U. (2020). *The United Nations world water development report 2020: water and climate change*.

TESTE DE METODOLOGIAS DE *MACHINE LEARNING* E *DEEP LEARNING* APLICADOS À MODELAGEM DE CHUVA – VAZÃO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO BANANAL

Vinícius de Azevedo Silva¹, Mateus Peixoto Oliveira², Rafael de Feiras Souza³ e Francisco Lledo dos Santos⁴

Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Universidade Federal Fluminense (UFF) e Universidade do Estado do Mato Grosso (UNEMAT) - Prof.Água

vinicius.silva@uerj.profagua.br, mateuspo@id.uff.br, rafael@unemat.br, franciscollledo@unemat.br

RESUMO:

O desenvolvimento econômico e progresso das sociedades associados a aspectos como a desigualdade social e complicações políticas são processos que provocam, em muitos casos, a deterioração de recursos ambientais e dos diferentes tipos de ecossistemas. Simultaneamente, as mudanças climáticas agravam ainda mais este cenário. Neste contexto, fatalidades e acidentes naturais prejudiciais envolvendo os elementos que compõem o meio ambiente ocorrem de maneira cada vez mais sucessiva, como as inundações. Assim sendo, são emergenciais a criação de novas tecnologias e a potencialização das existentes para combater os efeitos dos desastres naturais, tais como a melhoria dos processos de transformação de chuva em vazão e da modelagem dos fenômenos hidrológicos extremos em bacias hidrográficas. O presente trabalho utilizou de ferramentas como as bibliotecas HIDROWEB e HydroBR para levantamento de dados de chuva e vazão de um trecho da bacia do Rio Bananal. Além disso, as informações quantitativas reunidas foram submetidas a uma modelagem através de famílias e arquiteturas distintas de redes neurais artificiais de aprendizado profundo (*Deep Learning*) e de aprendizado de máquina (*Machine Learning*) para realizar análises comparativas entre os padrões de precipitação e da vazão (modelo chuva-vazão) do curso hídrico em questão, a fim de estabelecer a arquitetura mais bem sucedida na previsão do comportamento hidrológico das vazões no ano de 2015, segundo o referencial de uma série temporal entre os anos de 2002 e 2014. Foi possível concluir que o coeficiente R^2 com a melhor performance dentre as quatro arquiteturas de aprendizado profundo testadas, foi a arquitetura *InceptionTime*. Em relação aos modelos de aprendizado de máquina, o melhor resultado de previsão de vazão foi árvore de decisão.

ABSTRACT:

The economic development of societies aspects such as social inequality and complications are the processes that cause progress, in many cases associated with environmental processes and events and different types of phenomena. At the same time, climate change has further aggravated this scenario. In this context, fatalities and harmful natural accidents involving the elements that make up the environment occur in an increasingly successive way, such as floods. Therefore, the creation of new technologies and the potentiation of existing ones to combat the effects of natural disasters, such as the improvement of the processes of transformation of such rains into variations and the modeling of extreme hydrological phenomena in hydrographic basins, are essential. The present work used tools such as HIDROWEB and HydroBR libraries to collect rainfall and flow data from a stretch of the Bananal River basin. In addition, the quantitative information gathered was subjected to modeling through distinct families and architectures of deep learning and machine learning artificial neural networks, to carry out comparative analyzes between rainfall and flow patterns (rainfall-runoff model) of the watercourse. in question, to establish the forecast of the hydrological behavior of the flows in the year 2015, according to the reference of a time series between the years 2002 and 2014. Therefore, the R^2 coefficient with the best performance among the four deep learning architectures tested was the *InceptionTime* architecture. Regarding the machine learning models, the best throughput prediction result was the decision tree.

PALAVRAS CHAVES: *Deep Learning*, inundações, chuva-vazão, modelagem, *InceptionTime*.

INTRODUÇÃO

Os eventos naturais catastróficos, também designados como desastres naturais, têm se tornado cada vez mais comuns e severos quanto à magnitude dos danos causados. Tais ocorrências impactam a saúde dos indivíduos, sua qualidade de vida, além de toda a esfera ambiental, que por sua vez, recebe não somente consequências instantâneas, como também de médio e longo prazos (Freitas et al., 2014).

Dentre os desastres naturais em áreas urbanas próximas a cursos d'água, destacam-se as enchentes e inundações, provocadas por uma série de fatores socioambientais, antrópicos e climatológicos. Uma das principais causas do extravasamento das calhas fluviais é a ocupação desordenada das denominadas Áreas de Preservação Permanente (APP), as quais neste caso, correspondem às chamadas Faixas Marginais de Proteção (FMP) dos corpos hídricos, isto é, extensões territoriais que margeiam os ambientes aquáticos naturais estabelecidas e controladas por diversas leis e destinadas à proteção e manutenção da qualidade ambiental e ecológica dos recursos hídricos e dos ecossistemas atrelados a eles. A presença de elementos urbanos nestes espaços, como moradias e empreendimentos, caracteriza o desencadeamento de eventos extremos prejudiciais ao coletivo, tais como o aumento da probabilidade de ocorrência de enchentes e inundações (Lima; Amorim, 2015).

Episódios como estes causam inúmeras perdas humanas e econômicas, que se mostraram 23% mais frequentes em 2020 em relação às últimas décadas, gerando prejuízos na ordem de bilhões. Nesta conjuntura, o uso de tecnologias e ferramentas capazes de tratar informações geoespaciais otimizadas e oferecer panoramas altamente precisos e representativos é fundamental no combate à destruição ocasionada pelos fenômenos naturais agravados pela ação humana. As chamadas geotecnologias como o Sistema de Posicionamento Global (GPS), o sensoriamento remoto e o Sistema de Informação Geográfica (SIG) constituem parte dos instrumentos de geoprocessamento cada vez mais difundidos no gerenciamento dos territórios em diversos domínios: econômico, social, de segurança e ambiental (Rosa, 2011).

Contudo, muitas das vezes, a utilização pontual das geotecnologias se mostra pouco efetiva na prevenção e mitigação de impactos ambientais futuros e no auxílio ao planejamento estratégico de riscos e à gestão dos recursos naturais. Logo, é essencial a atribuição de ferramentas geoespaciais combinadas a investigações temporais e integradas a técnicas computacionais mais inovadoras como as Redes Neurais Artificiais (RNA), que consistem na avaliação inteligente e versátil de dados capazes de oferecer respostas ainda mais apuradas e aperfeiçoadas (Sousa et al., 2017; Gu et al., 2019).

A classificação do uso e cobertura do solo em unidades de planejamento territorial como em bacias hidrográficas é primordial na administração dos elementos integrantes da paisagem, bem como definição de estratégias para evitar desastres, atenuar danos inerentes a catástrofes e determinar ações emergenciais necessárias (Silva, 2022).

É necessário ressaltar que os métodos de determinação de vazão máxima de cheia em seções de controle pré-estabelecidas em bacias hidrográficas demandam o tratamento de uma grande quantidade de variáveis, como as características físicas da bacia, a intensidade de precipitação, coeficientes de escoamento superficial, tempo de concentração, declividade de canais, entre outras (Mendonça et al., 2021).

Neste contexto, a utilização de metodologias empíricas como os sistemas de chuva-vazão ou através de redes neurais possibilitam simplificar a elaboração de modelos matemáticos capazes de simular a vazão de cursos hídricos.

Dentro do cenário exposto, o objetivo principal dessa comunicação científica foi avaliar quatro tipos de modelos e determinar qual ofereceu maior precisão na previsão do comportamento hidrológico do Rio Bananal junto à seção de controle determinada para análise.

REDES NEURAIS E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

A evolução tecnológica não somente no campo das geotecnologias, mas em inúmeras outras categorias, tem caminhado para a fusão de técnicas já existentes com os recursos computacionais atrelados ao conceito de Inteligência Artificial (AI), que engloba artifícios como a programação lógica indutiva e a árvore de aprendizado. Dentro desta concepção, um termo continuamente disseminado no âmbito da Inteligência Artificial é o denominado *Machine Learning* (ML), isto é, tornar possível o aprendizado de máquinas com base no tratamento de dados, identificação de padrões lógicos e na organização e processamento de dados fundamentados em algoritmos (Pacheco; Pereira, 2018).

Deste modo, os programas computacionais conseguem aprender a executar ações orientadas no sequenciamento lógico dos algoritmos pressupostos. Ainda mais a fundo, deve-se mencionar a técnica mais aprimorada e complexa de *Machine Learning*, conhecida como *Deep Learning* ou aprendizagem profunda, isto é, uma ferramenta do tipo rede neural aplicada em diversos campos do conhecimento, como no processamento de dados não-estruturados e no processamento de imagens destinado ao reconhecimento de objetos/imagens e classificação de áreas (Copeland, 2016 *apud* Pacheco; Pereira, 2018).

O estudo aqui tratado buscou empregar redes neurais típicas para análise de dados em séries temporais hidrometeorológicas de maneira automatizada, aplicando-se arquiteturas relativas aos conceitos de *Machine Learning* (regressão linear, árvore de decisão e *support-vector machine*) e *Deep Learning* (*InceptionTime*, ResCNN, FCN e Resnet), com o intuito de avaliar as previsões de dados ao longo do tempo e determinar suas eficiências.

DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O objeto de estudo do presente trabalho é a bacia hidrográfica do Rio Bananal. Respectivamente, as áreas de drenagem da bacia e de sua componente (sub-bacia) são de 521,29 e 389,08 km². A figura 1 exibe as poligonais das bacias estudadas e a localização das respectivas estações pluviométricas e fluviométrica escolhidas para o levantamento de dados.

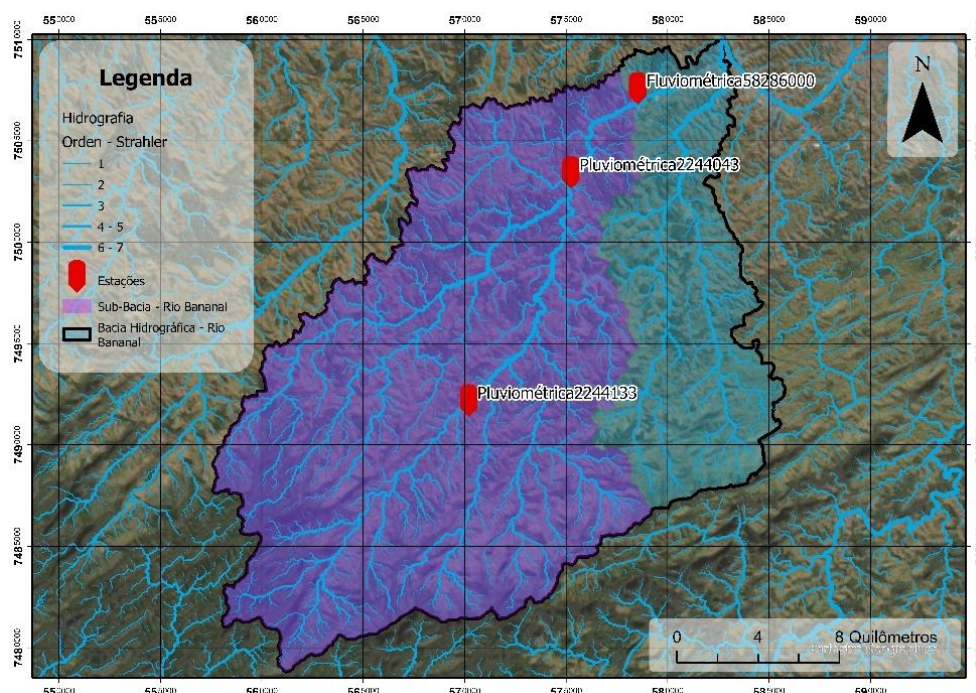


Figura 17 - Bacia/sub-bacia hidrográfica do Rio Bananal e postos de medição de dados de precipitação e vazão fluvial selecionados.

Localizada no município de Bananal/SP, a parte mais alta da bacia do Rio Bananal é caracterizada pela pequena suscetibilidade a extravasamentos na calha do rio. Por outro lado, o lado oposto (parte baixa), situada no município de Barra Mansa/RJ, sofre com recorrência os danos oriundos das inundações, intensificados em virtude do grau de vulnerabilidade das comunidades nas planícies ribeirinhas.



Figura 2 - Mancha de inundação na parte baixa da bacia do rio Bananal.

METODOLOGIA

A aquisição dos dados relativos à série temporal de vazões e precipitação foi realizada junto à biblioteca da plataforma HIDROWEB e HydroBR, da Agência Nacional de Águas (ANA). Foram selecionadas duas estações pluviométricas na sub-bacia a montante da seção de controle, as quais foram coletados registros de precipitação ao longo da série histórica. Estes foram utilizados para constituir as variáveis explanatórias. Além disso, selecionou-se uma estação fluviométrica a jusante, na bacia hidrográfica principal, na qual foram levantados os dados de vazão registrados no decorrer dos anos de operação (2002-2016). A série temporal de vazão consiste na variável preditiva/prevista.

A observação das séries temporais pluviométricas mostrou que há uma imensa quantidade de dias secos (sem chuva) ao longo dos anos de operação. Para contornar as lacunas de dados de precipitação, foi aplicada a técnica de *gradient booting*, a qual promove a filtragem dos valores para articular o processamento dos dados somente nos dias chuvosos. As figuras 3 e 4 apresentam as localizações dos postos pluviométricos e fluviométricos analisados preliminarmente para empregar o método de *gradient booting*. Ao mesmo tempo, as figuras 5 e 6 demonstram os gráficos gerados pelo método, nos quais as marcações destacam os dados disponíveis referentes aos dias chuvosos nos respectivos anos.

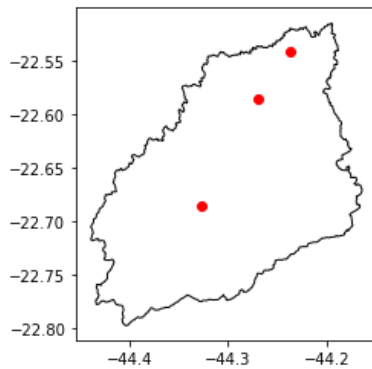


Figura 3 - Localização das estações fluviométricas utilizadas na aquisição de dados temporais.

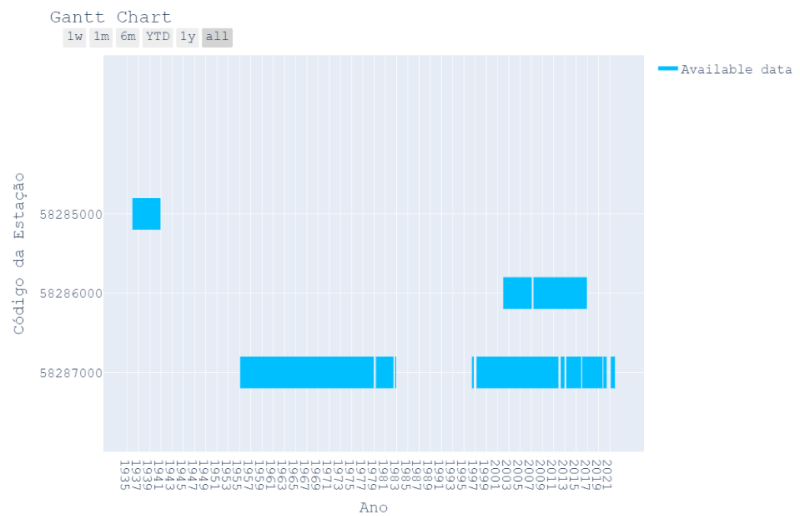


Figura 4 - Gráfico da faixa de dados fluviométricos disponíveis após a filtragem *gradient boosting*.

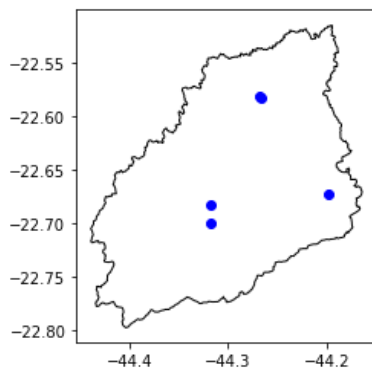


Figura 5 - Localização das estações pluviométricas utilizadas na aquisição de dados temporais.

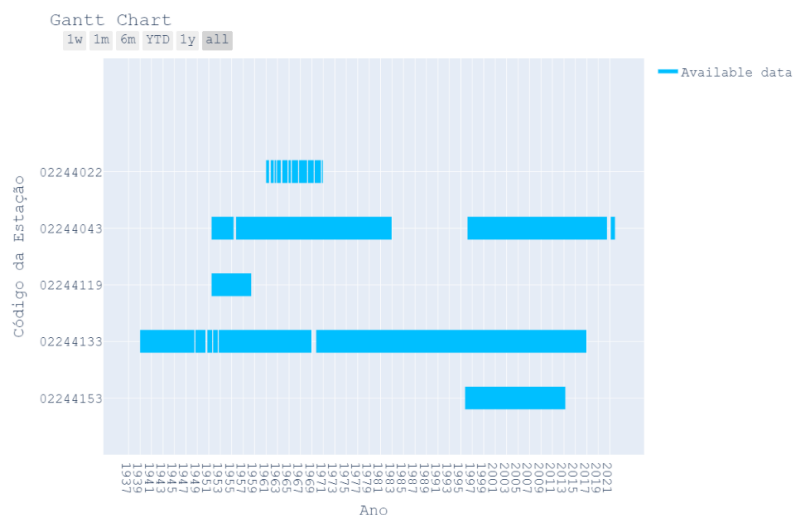


Figura 6 - Gráfico da faixa de dados pluviométricos disponíveis após a filtragem *gradient boosting*.

Anteriormente ao tratamento dos dados levantados, foram determinados os coeficientes de correlação dos mesmos, ou seja, valores que expressam o quão proporcionais ou padronizados entre si as variáveis avaliadas se apresentaram. A figura 7 retrata os valores de correlação matemática para chuva e vazão.

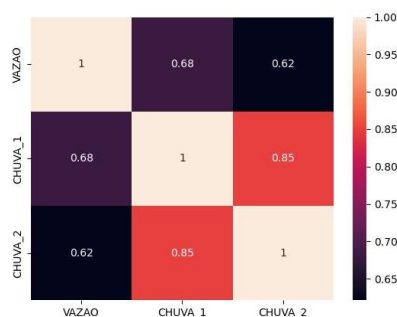


Figura 7 - Valores correlacionados entre os parâmetros de análise utilizados.

Para permitir a construção do modelo encarregado de processar os dados de entrada, foi aplicada a linguagem de programação *Python* na plataforma ArcGIS. Dessa forma, com a posse dos dados necessários, foi elaborado o programa responsável por executar a análise comparativa entre os comportamentos da chuva e vazão ao longo da série temporal, com base na inserção das variáveis explanatórias (chuva) e prevista (vazão).

Este diagnóstico foi planejado para os anos de 2002 a 2014, no qual o programa foi capaz de reunir os valores de precipitação e vazão, perceber como se comportavam, aprender estes padrões e estabelecer uma correlação matemática a ser extrapolada comparativamente para o ano de 2015. Assim, foram construídos gráficos comparativos entre a vazão real e a prevista, com a finalidade de verificar se a previsão dos padrões de eventos hidrológicos foi bem-sucedida.

Dentre as arquiteturas de aprendizado de máquina existentes, cita-se as três utilizadas nesta pesquisa: regressão linear, árvore de decisão e *support-vector machine*. Os melhores resultados em termos de previsibilidade de dados foram fornecidos pelo modelo árvore de decisão (*random tree* ou *decision tree*), que é definido como uma técnica semelhante a um fluxograma, que designa um algoritmo a ser seguido a partir de uma abordagem na qual o programa é processado iniciando-se pela raiz, que prossegue para uma sequência de separação de dados e operações booleanas (nós) de decisão lógica, hierarquicamente estruturadas, até alcançar um resultado final representado pelas folhas (Jijo & Abdulazeez, 2021).

Além do mais, as arquiteturas selecionadas para integrar os testes de aprendizado profundo são geralmente utilizadas para detecção de objetos e tratamento de imagens, porém elas mostraram resultados significativos sendo submetidas a processamento de séries temporais, por serem classificadas como redes neurais convolucionais (CNN). Esta categoria é amplamente aplicada no campo da classificação de séries temporais, muito provavelmente em razão da sua robustez e baixo tempo de gasto computacional de treinamento em relação a outras arquiteturas mais complexas (Ismail *et al.*, 2019).

A arquitetura Resnet (*Residual Networks*) é uma das variantes das redes neurais convolucionais, capaz de elevar substancialmente a acurácia do modelo, por meio da adição de vínculos lineares às camadas convolucionais (He *et al.*, 2016).

Ademais, o modelo conhecido como FCN (*Fully Convolutional Neural Networks*) consiste em uma rede que mantém a extensão de uma série temporal no decorrer da sequência de convoluções, isto é, não possuem camadas de agrupamento locais para segregar os períodos de dados. Uma de suas vantagens é a redução acentuada do número de parâmetros de uma rede neural de maneira simultânea à utilização dos chamados Mapas de Ativação de Classe (CAM), uma vez que substitui a camada final tradicional por uma de agrupamento médio global (GAP) (Zhou *et al.*, 2016).

Outra arquitetura testada é a designada como ResCNN (*Residual Convolutional Neural Networks*), uma técnica de aprendizado profundo que descarta conjuntos de camadas convolucionais através de atalhos de conexão. Deste modo, tem potencial para superar o problema do gradiente de fuga/explosão, isto é, uma complicação recorrente no treinamento de redes neurais na qual os gradientes de atualização de dados aumentam de maneira exponencial, causando instabilidade no aprendizado do programa (Long; Yan; Liang, 2019).

Finalmente, o modelo que melhor descreveu o comportamento da série histórica deste trabalho é o chamado *InceptionTime*, caracterizado como um conjunto de cinco modelos de *Deep Learning* apropriados para análises de séries temporais, os quais apresentam a mesma construção, porém são iniciados com pesos diferentes. Além disso, a arquitetura submete o volume dados inúmeros filtros com comprimentos variados. Em suma, isso permite que o modelo colete um apanhado de recursos relevantes das séries históricas (Szegedy *et al.*, 2015).

Quando as arquiteturas são aplicadas a uma série temporal, é necessário validá-las com as chamadas métricas de validação do modelo. Uma vez que o modelo é treinado, é essencial visualizar os resultados e medir seu desempenho, utilizando as métricas explicadas a seguir.

Os resultados do treinamento podem ser impressos usando `show_results()`, ou seja, o método para avaliar a qualidade do modelo treinado e calcular as métricas do modelo. Para modelos de séries temporais, o `show_results` (método) normalmente imprimirá dois gráficos adjacentes com os valores de verdade do terreno plotados no gráfico do lado esquerdo e as previsões no lado direito. As previsões seriam os valores previstos pelo modelo após serem aplicados ao conjunto de dados de validação. A comparação dos valores previstos com a variável de destino real ou a verdade de base fornecerá alguma indicação do desempenho do modelo treinado. Assim, o comando `model.show_results(rows=5)` retornaria à comparação de cinco valores de destino versus valores de previsão, conforme mostra a figura 8.

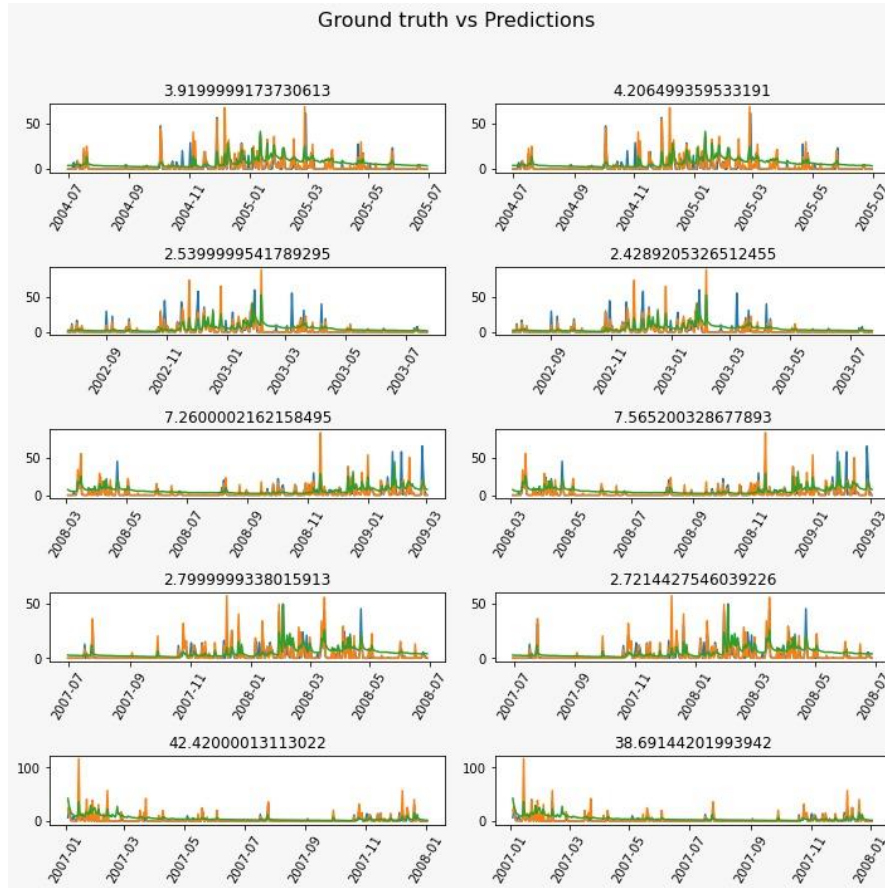


Figura 8 - Valores de destino x valores de previsão, para os modelos de *Deep Learning*.

Outro método utilizado para avaliar o desempenho das arquiteturas aplicadas é o gráfico contido na figura 9, que compara a perda de treinamento vs. a validação.

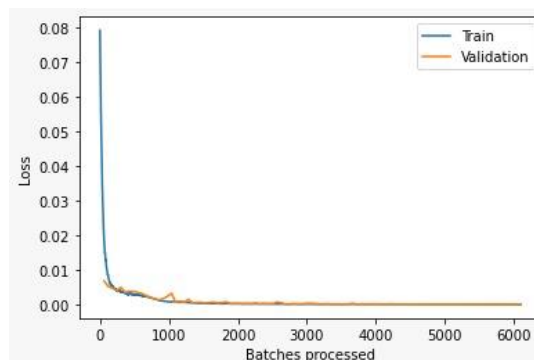


Figura 9 - Bateladas processadas em treinamento e validação.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir da operação do programa elaborado, foram experimentadas quatro arquiteturas de aprendizado profundo (*InceptionTime*, Resnet, FCN e ResCNN) e três de aprendizado de máquina (regressão linear, árvore de decisão e *support-vector machine*) diferentes e próprias para séries históricas de dados, com o objetivo de determinar a correlação dos mesmos e de elaborar as curvas comparativas. Os principais resultados obtidos estão descritos nas figuras 10, 11, 12 e 13 para *Deep Learning* e 14 para *Machine Learning*.

É importante adiantar que as arquiteturas de aprendizado de máquina utilizadas manifestaram resultados mais representativos em se tratando de picos de vazão, ou seja, a previsibilidade de altos valores de vazão é mais eficiente. No entanto, para vazões baixas e mais homogêneas no tempo, o aprendizado profundo exibiu resultados mais satisfatórios entre as vazões reais e previstas.

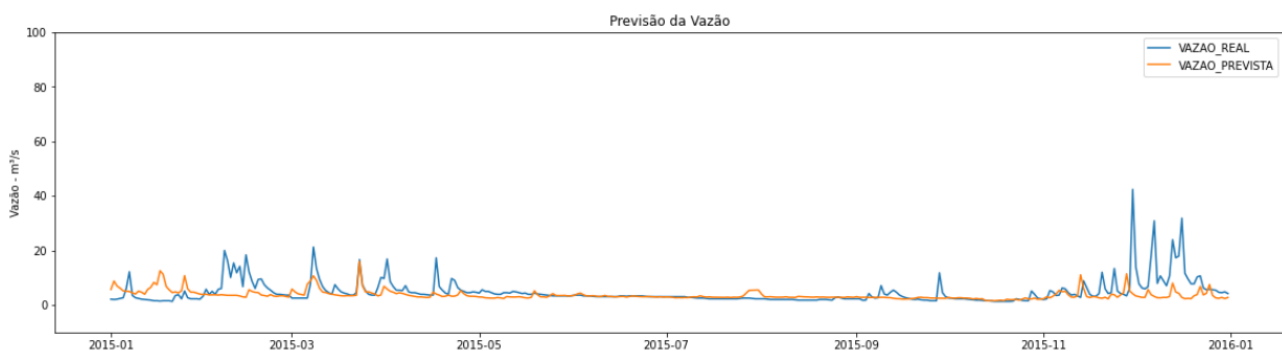


Figura 10 - Distribuição de vazão real e prevista no ano de 2015 (*InceptionTime*).

- RMSE: 4.6183;
- MAE: 2.3629;
- R-Square: -0.05.

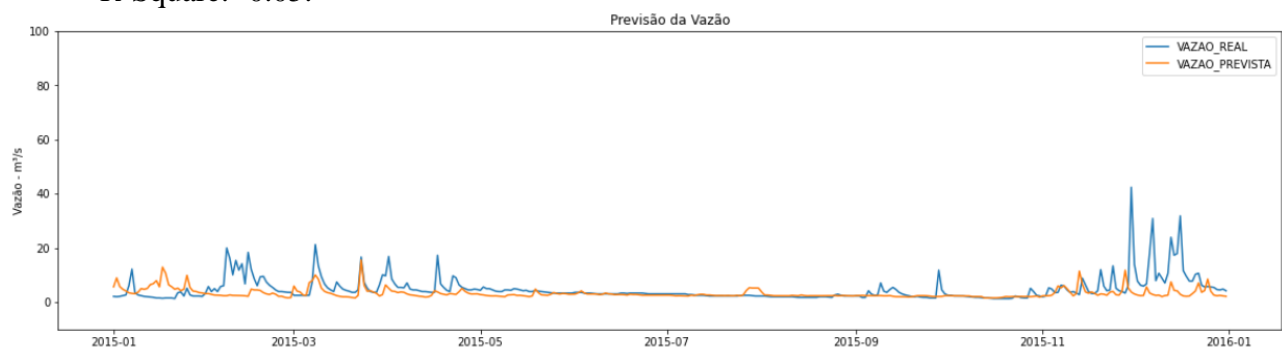


Figura 181 - Distribuição de vazão real e prevista no ano de 2015 (Resnet).

- RMSE: 4.7722;
- MAE: 2.4897;
- R-Square: -0.12.

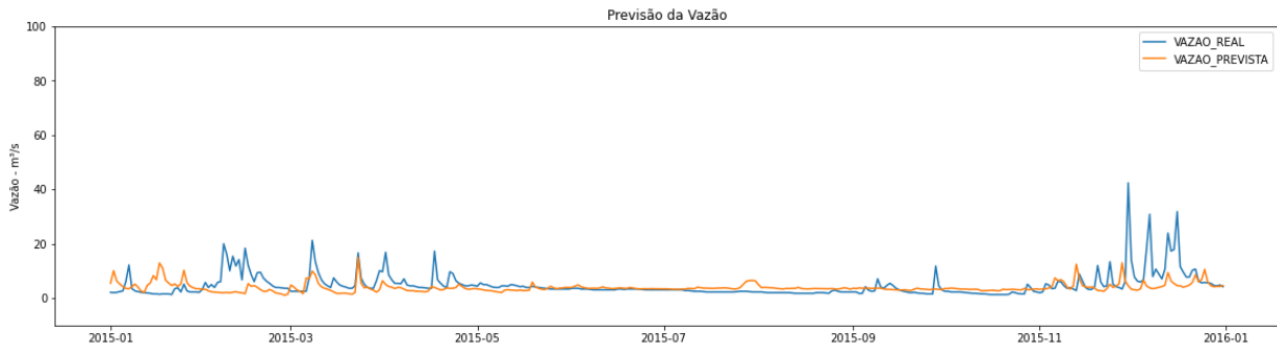


Figura 192 - Distribuição de vazão real e prevista no ano de 2015 (FCN).

- RMSE: 4.6518;
- MAE: 2.5989;
- R-Square: -0.07.

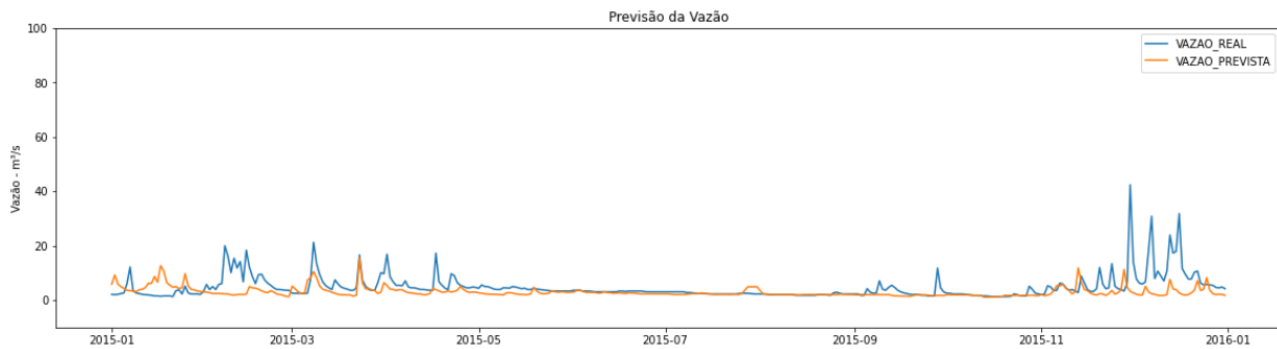


Figura 203 - Distribuição de vazão real e prevista no ano de 2015 (ResCNN).

- RMSE: 4.8556;
- MAE: 2.5498;
- R-Square: -0.16.

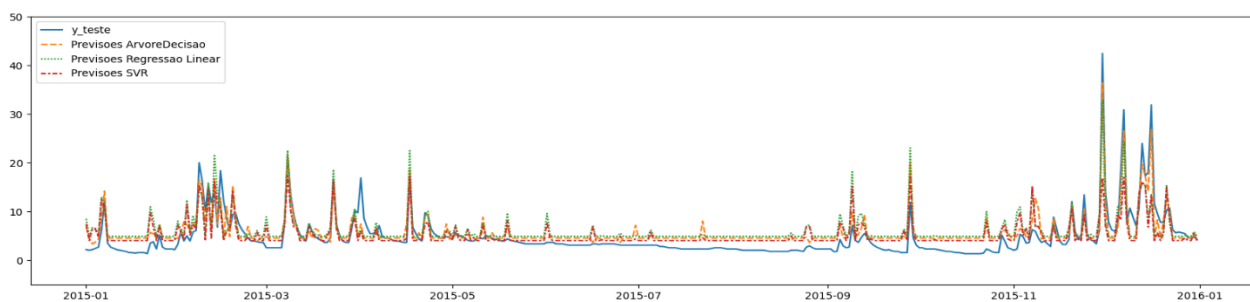


Figura 214 - Distribuição de vazão real e prevista no ano de 2015 (*Machine Learning*).

- R-Square: 0.4725 (Regressão Linear);
- R-Square: 0.7261 (Árvore de Decisão);
- R-Square: 0.5056 (SVR).

Os parâmetros de avaliação do desempenho das correlações nas arquiteturas testadas, listados abaixo dos respectivos gráficos comparativos, foram: RMSE, MAE e R-Square (R-Quadrado). Os coeficientes RMSE e MAE indicam o grau de erros provenientes da comparação entre as variáveis

real e prevista, isto é, quanto menores estes valores, mais eficaz é a explicação do modelo em relação à realidade. O parâmetro RMSE se diferencia do MAE por ser mais útil nos casos em que erros de grande escala são indesejáveis. Como pode-se observar, os menores valores de ambos os coeficientes de erro obtidos na análise dos dados de chuva e vazão foram gerados pela arquitetura *InceptionTime*.

Quanto ao coeficiente conhecido como R-quadrado (R^2), consiste em uma variável de avaliação da distribuição de dados em gráficos, com valores entre 0 e 1. Em outras palavras, quanto mais o R^2 se aproximar da unidade, melhor o modelo/arquitetura testados se encaixam com os dados levantados. Em situações nas quais a distribuição de pontos for muito distinta de uma linha horizontal, o R^2 se apresentará com valor negativo, sem desprezar os princípios matemáticos.

No cenário estudado, a série temporal de vazão possui um comportamento randômico, como pode ser visto nos gráficos elaborados, isto é, os valores distribuídos nos gráficos apresentam padrões altamente irregulares e aleatórios, diferenciando-se intensamente de retas. Portanto, todos os valores de R^2 são negativos. Devido a esta condições, quanto mais próximos os coeficientes estiverem de 0, mais êxito a arquitetura obteve na previsão dos dados reais. Assim, a arquitetura *InceptionTime* também demonstrou a melhor performance de previsão, por manifestar um R^2 de -0,05.

No tocante aos testes de aprendizado de máquina, a arquitetura árvore de decisão forneceu resultados suficientemente consideráveis no que se refere à simulação do comportamento anual das vazões do Rio Bananal. A figura 15 exibe um gráfico comparativo entre a vazão real e as modelagens de aprendizado profundo e aprendizado de máquina. Como já mencionado, é possível observar que a técnica de *machine learning* prevê com mais precisão os picos de vazão existentes ao longo do ano. Em compensação, o modelo de aprendizagem profunda responde a previsão dos eventos contínuos de baixas vazões de maneira mais efetiva.

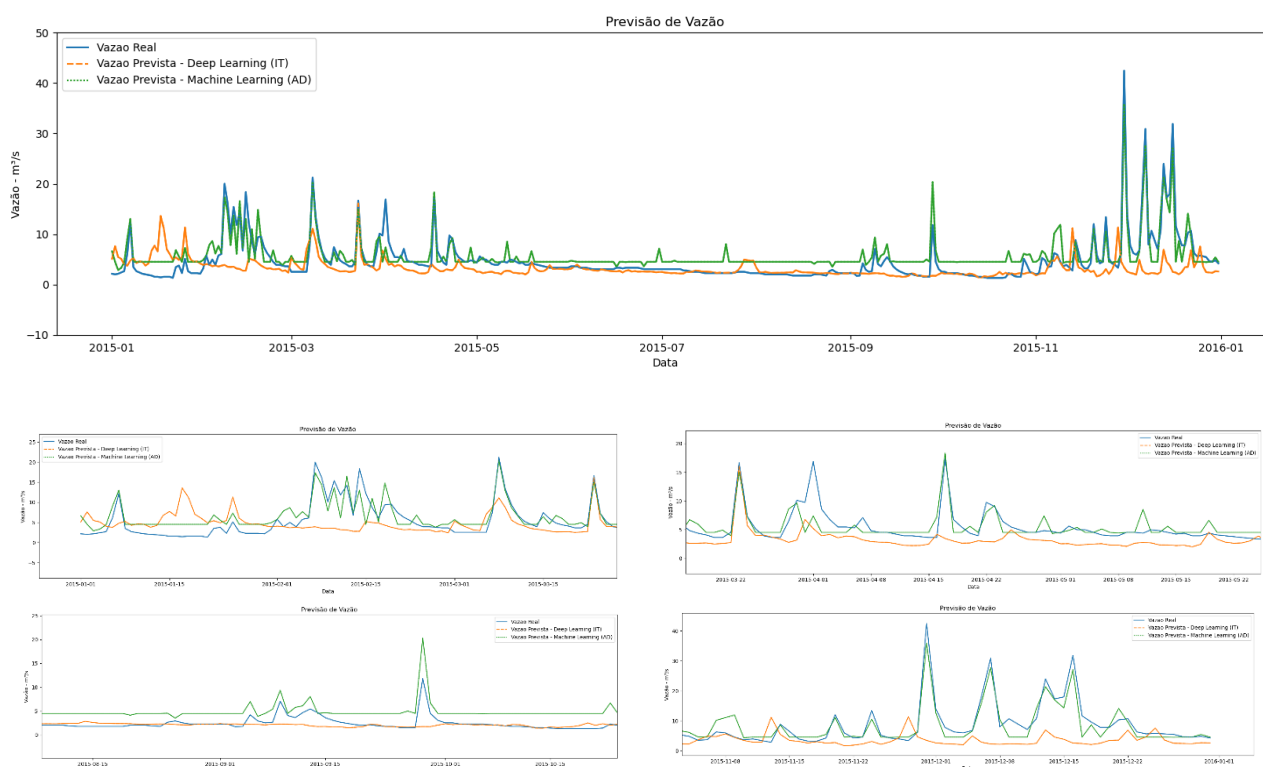


Figura 225 - Previsão de vazão por *Machine Learning* (Árvore de Decisão) e *Deep Learning* (*Inception Time*) em comparação com vazão real

CONCLUSÃO

Apesar do estágio inicial destes estudos quanto à bacia hidrográfica analisada, ainda pretende-se demonstrar ao longo do tempo, que as técnicas de *Deep Learning* e *Machine Learning* associadas à previsão do comportamento de séries históricas e consequentemente de variáveis hidrometeorológicas responsáveis por provocar desastres naturais, possui capacidade para apresentar resultados mais coerentes e satisfatórios nos modelos de chuva-vazão, os quais poderão ser utilizados para construir um sistema de alertas a eventos extremos, além de mais otimizado no tempo. Deste modo, seriam gerados incontáveis benefícios para a gestão dos recursos hídricos e manutenção da integridade do meio ambiente e da saúde e segurança públicas.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, agradeço também ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos - ProfÁgua, Projeto CAPES/ANA AUXPE Nº 2717/2015, pelo apoio técnico científico aportado até o momento.

REFERÊNCIAS

- Freitas, C. M. de et al.** Desastres naturais e saúde: uma análise da situação do Brasil. *Ciência & Saúde Coletiva* [online]. 2014, v. 19, n. 9 [Acessado 30 Julho 2022] , pp. 3645-3656. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/1413-81232014199.00732014>>. ISSN 1678-4561. <https://doi.org/10.1590/1413-81232014199.00732014>.
- Gu, Q. et al.** Characterizing the spatial variations of the relationship between land use and surface water quality using self-organizing map approach. *Ecological Indicators*, v. 102. p. 633-643. mar. 2019.
- He, K.; Zhang, X.; Ren, S.; Sun, J.** (2016) Deep residual learning for image recognition. In: IEEE conference on computer vision and pattern recognition, pp 770–778.
- Ismail, F. H.; Forestier, G.; Weber, J. et al.** Deep learning for time series classification: a review. *Data Min Knowl Disc* 33, 917–963 (2019). <https://doi-org.ez24.periodicos.capes.gov.br/10.1007/s10618-019-00619-1>.
- Jijo, B. T. & Abdulazeez, A. M.** (2021). Classification based on decision tree algorithm for machine learning. *Journal of Applied Science and Technology Trends*, 2(01), 20-28.
- Lima, A. P.; Amorim, M. C. de C. T.** Análise de episódios de alagamentos e inundações urbanas na cidade de são carlos a partir de notícias de jornal. *Revista Brasileira de Climatologia*, [S.l.], v. 15, abr. 2015. ISSN 2237-8642. Disponível em: <<https://revistas.ufpr.br/revistaabclima/article/view/33406>>. Acesso em: 30 jul. 2022. doi:<http://dx.doi.org/10.5380/abclima.v15i0.33406>.
- Long W.; Yan D.; Liang G.** A new ensemble residual convolutional neural network for remaining useful life estimation[J]. *Mathematical Biosciences and Engineering*, 2019, 16(2): 862-880. doi: 10.3934/mbe.2019040.
- Mendonça, L. M.; Souza, I. G.; Sousa, J. V.; Blanco, C. J. C.** (2021). Modelagem chuva-vazão via redes neurais artificiais para simulação de vazões de uma bacia hidrográfica da Amazônia. *Revista de Gestão de Água da América Latina* 18 (2021), <https://doi.org/10.21168/rega.v18e2>.
- Pacheco, C.; Pereira, N.** (2018). *Deep Learning* Conceitos e Utilização nas Diversas Áreas do Conhecimento. 2. 34-49.
- Rosa, R.** Análise Espacial em Geografia. *Revista da ANPEGE*, v. 7, n. 1. p. 275-289, out. 2011. DOI: <https://doi.org/10.5418/RA2011.0701.0023>. Disponível em:<https://ojs.ufgd.edu.br/index.php/anpege/article/view/6571/0>. Acesso em: 30 jul. 2022.
- Silva, C. V.** Uso de redes neurais artificiais para análise multitemporal da dinâmica do uso e cobertura da terra em bacias hidrográficas. 2022.
- Sousa, L. M. et al.** Avaliação do Uso e Cobertura da Terra em Paragominas e UlianópolisPA, Utilizando Dados do Projeto TERRACLASS. *Revista Brasileira de Cartografia*. v. 3, n. 69. p. 421-431, mar. 2017. Disponível em:

<http://www.seer.ufu.br/index.php/revistabrasileiracartografia/article/view/44339>. Acesso em: 30 jul. 2022.

Szegedy, C.; Liu, W.; Jia, Y.; Sermanet, P.; Reed, S.; Anguelov, D.; Erhan, D.; Vanhoucke, V.; Rabinovich, A. (2015) Going deeper with convolutions. In: Proceedings of the IEEE conference on computer vision and pattern recognition, pp 1–9.

Zhou, B.; Khosla, A.; Lapedriza, A.; Oliva, A.; Torralba, A. (2016) Learning deep features for discriminative localization. In: IEEE conference on computer vision and pattern recognition, pp 2921–2929.

O MÉTODO CORRETO DE PUBLICAÇÃO DE PESQUISAS CIENTÍFICAS EM CIÊNCIAS HIDRÁULICAS

Abderrahmane Noui

Centro de Pesquisa Científica e Técnica em Regiões Áridas, CRSTRA, BP 1640, Biskra, Argélia
nouihyd1979@yahoo.fr

RESUMEN:

A Hidráulica é uma tecnologia e ciência aplicada cujo objeto é estudar as propriedades mecânicas de líquidos e fluidos. A mecânica dos fluidos é uma ciência fundamental que constitui a base teórica da hidráulica. A engenharia utiliza a hidráulica para geração, controle e transmissão de energia por meio do uso de fluidos sob pressão. Os temas de estudo da hidráulica cobrem questões científicas e questões de engenharia. A engenharia hidráulica se preocupa com os conceitos de fluxo em dutos, projeto de barragens, microfluídica e bombas. A publicação científica é um aspecto essencial no campo das ciências hidráulicas. Novos avanços no conhecimento da ciência hidráulica são comunicados ao mundo exterior por meio de publicações. É essencial que esse conhecimento seja preciso, válido, reproduzível e experimentalmente útil. Muitos pesquisadores de hidráulica sonham em publicar seus trabalhos em revistas de alto impacto. Para realizar esses sonhos, é fundamental seguir os fundamentos da pesquisa e publicação científica. Neste artigo, apresento minha opinião pessoal sobre como publicar seu artigo em periódicos de alto impacto. Discuto a estratégia de pesquisa de alto impacto, a logística de envio de manuscritos, os resultados prováveis e as razões do fracasso ou sucesso. Ofereço informações sobre o que os editores procuram em um manuscrito de sucesso e aconselho como chegar lá.

ABSTRACT:

Hydraulics is an applied science and technology whose purpose is to study the mechanical properties of liquids and fluids. Fluid mechanics is a fundamental science that constitutes the theoretical basis of hydraulics. Engineering uses hydraulics for the generation, control and transmission of energy through the use of pressurized fluids. Hydraulic study topics cover scientific questions and engineering questions. Hydraulic engineering is concerned with the concepts of flux in pipelines, barrage projects, microfluidics and pumps. Scientific publication is an essential aspect in the field of hydraulic sciences. New advances in hydraulic science are not communicated to the outside world through publications. It is essential that this knowledge be accurate, valid, reproducible and experimentally useful. Many hydraulic researchers are happy to publish their works in high-impact journals. To carry out these dreams, it is essential to follow the fundamentals of research and scientific publication. In this article, I present my personal opinion on how to publish your article in high-impact newspapers. I discuss the high-impact research strategy, the logistics of sending manuscripts, the results prove and the reasons for the failure. I offer information about what the editors seek in a manuscript of success and advise how to check it.

PALABRAS CLAVES: Pesquisador - ciências hidráulicas - produção científica - publicação - periódico indexado

INTRODUCCIÓN

A investigação científica em ciências hidráulicas baseia-se essencialmente na experimentação (empírica ou semi-empírica). enquanto os resultados da pesquisa podem ser traduzidos em publicações. Nas ciências hidráulicas, os periódicos são os guardiões do esforço e do progresso científico. Eles visam publicar pesquisas sólidas com conclusões duradouras que resistirão ao escrutínio e validação. Por isso, buscam sempre publicar material que tenha impacto na comunidade científica. Os elementos-chave deste trabalho são a novidade e o potencial para estimular a discussão e pesquisas futuras. Como aspirantes a autores, seu objetivo é produzir tal documento. Portanto, para produzir um artigo científico de alta qualidade, deve-se realizar pesquisas de alta qualidade (teórica, experimental ou digital). Na verdade, não é tão fácil quanto parece. Certas condições essenciais são necessárias para o sucesso. Mesmo os pesquisadores mais experientes às vezes negligenciam esses requisitos essenciais e a produção muitas vezes termina em periódicos de nível inferior. Na próxima seção, delinee a metodologia e os requisitos essenciais para uma publicação forte e de alto impacto.

FAÇA BOAS PESQUISAS CIENTÍFICAS

Quais são as condições essenciais para uma boa pesquisa científica?
Para pesquisadores hidráulicos, é essencial escolher uma boa unidade com um bom mentor. Os mentores são essenciais para nos guiar pelo labirinto da loucura científica, das armadilhas e dos becos sem saída. Eles nos inspiram a encontrar o melhor em nós mesmos, a manter o foco e a garantir o sucesso. Ao pesquisar um determinado tema, é fundamental ler a literatura e dominar o que já foi feito; reinventar a roda não é uma recompensa!

FORMULE UMA IMPORTANTE QUESTÃO DE PESQUISA CIENTÍFICA

O que define esse problema? Em geral, e para especialistas em hidráulica, a questão de pesquisa deve surgir de um assunto importante na ciência hidráulica que tem um impacto significativo na sociedade em questão. Portanto, é melhor evitar assuntos raros, que são melhor estudados em unidades maiores e mais estabelecidas, com suporte de pesquisa significativo que pode ser desviado para tais raridades. Escolha uma área de pesquisa ativa onde provavelmente haja novas idéias e métodos que você possa usar e, o mais importante, receba grandes doações (exemplo: gerenciamento de enchentes). Visa definir mecanismos e não apenas fazer uma espécie de pesquisa descritiva confirmatória. Escolha um tópico com o qual outras pessoas tenham experiência e que possa ajudá-lo se as coisas ficarem difíceis.

TRABALHO EM EQUIPE

Pense em colaborar com grupos nacionais / internacionais. Os estudos multicêntricos têm um impacto e uma validade muito maiores e garantem a publicação de sua produção em periódicos de nível superior. A próxima seção trata da importância de um projeto de estudo sólido.

DESENHO DE ESTUDO DE SOM

O aspecto mais importante de qualquer estudo de pesquisa é seu desenho. Deve ser o mais perfeito possível desde o início. Se o design for defeituoso, será impossível consertá-lo no momento da redação do manuscrito, por mais perfeitas que sejam suas habilidades de redação. Todos os

editores e revisores buscam a qualidade do desenho do estudo como o primeiro parâmetro. Se estiver com defeito, o manuscrito para de progredir. Muitos projetos são oportunidades perdidas porque controles inadequados são usados. É muito importante envolver um estatístico no início e não no final do seu estudo! Você deve definir um endpoint primário antes de começar. Execute um cálculo de potência apropriado, que requer uma estimativa do tamanho do efeito que você pode esperar e o desvio padrão do endpoint primário que está sendo medido. Se você não puder fazer isso, provavelmente precisará fazer um estudo piloto para definir a variabilidade e reprodutibilidade do endpoint. Se o valor "n" for muito alto, considere outro ponto de extremidade, ou melhor ainda, um projeto colaborativo com outro grupo.

ESCREVENDO SEU MANUSCRITO

Tendo realizado todas as etapas acima mencionadas e produzido alguns resultados surpreendentes, você tem a tarefa de preparar seu manuscrito. O segredo simples para uma escrita bem-sucedida, científica ou não, é que você está contando uma história; portanto, deve fazer sentido! Deve ter um começo, um meio e um fim com uma mensagem “leve para casa”. Outros cientistas que estão lendo seu artigo querem saber o que você fez, por que o fez, o que descobriu e o que você acha que isso significa. Uma boa redação científica exige clareza, brevidade e lógica. Assim, cada parágrafo deve ser capaz de ser independente e ainda fornecer contexto para o que o precede e o que o segue. Use uma linguagem simples e observe as regras de boa gramática, ortografia, pontuação e estilo linguístico. Você deve evitar qualquer informação irrelevante, não importa o quanto goste dela. Sua pesquisa pode ter envolvido anos de trabalho árduo e numerosos experimentos, mas o resto do mundo não precisa saber sobre isso! Inclua apenas o trabalho que seja relevante para o tópico principal do artigo e as questões científicas que ele está abordando. A maioria dos periódicos exige uma estrutura rígida e pede aos autores que sigam certas convenções. Você deve seguir essas instruções rigorosamente para evitar perda de tempo em correções e comunicações intermináveis com a equipe editorial da revista. Portanto, é importante fazer todos os esforços para produzir um manuscrito quase perfeito na primeira vez. A convenção mais comum para manuscritos científicos segue o formato: Introdução, Métodos, Resultados, Discussão, Agradecimentos, Referências, Tabelas e Figuras.

ANTES DE ENVIAR

Antes de enviar seu manuscrito, é essencial reconhecer que você tem apenas uma oportunidade de atrair a atenção do editor; se isso for desperdiçado por erros ou omissões descuidados, sua chance está perdida. É sempre muito útil pedir a um colega não especialista para revisar seu manuscrito e comentar sobre a legibilidade, erros tipográficos, gramática, etc. Mais importante, o colega seria capaz de aconselhá-lo sobre se seu manuscrito é lógico e se a história faz sentido. Deve-se considerar seriamente o título do manuscrito, o resumo e a carta de apresentação ao editor, conforme explicado nos parágrafos a seguir.

A IMPORTÂNCIA DO TÍTULO

O título é a primeira janela para os leitores verem seu trabalho. Portanto, selecione um título que chame a atenção, descreva com precisão o conteúdo do seu manuscrito e faça as pessoas quererem ler mais. Um bom título deve ser conciso, transmitir os tópicos principais da pesquisa e destacar a importância dos resultados da pesquisa (ou seja, palavras-chave). Seu desafio é criar um título que não seja muito longo (o que pode ser desajeitado e irritante) ou muito curto (que pode não ter argumentos

de venda cruciais sobre sua pesquisa). A melhor abordagem é escrever alguns títulos possíveis, pensar sobre como eles descrevem o conteúdo do manuscrito e selecionar uma pequena lista para refinamento posterior. Peça a seus colegas para ajudá-lo.

O RESUMO

Os resumos representam um guia para as partes mais importantes do conteúdo escrito do seu manuscrito. Muitos leitores (e editores!) Lerão apenas o resumo do seu manuscrito. Portanto, ele deve ser capaz de se manter sozinho. Que perguntas um abstrato deve responder? Em sua forma mais simples, seu resumo deve abordar estas questões-chave: o que foi feito? Por que você fez isso? o que você achou? por que essas descobertas são úteis e importantes? e qual é a mensagem “para levar para casa”? Se você seguir este formato simples, seu resumo será abrangente e valioso. Certifique-se de seguir as diretrizes de formatação de manuscritos de periódicos adequados ao preparar seu resumo e observe que a maioria dos periódicos estabelece um limite de palavras de aproximadamente 250 palavras para resumos, que é o máximo que apareceria em serviços de indexação.

ESCREVER UMA CARTA DE APRESENTAÇÃO AO EDITOR-CHEFE

Na carta de apresentação ao editor, seu objetivo é “vender” seu jornal para o jornal. Você só tem UMA chance, então DEVE acertar. Deve-se tomar muito cuidado para atrair a atenção do editor e fornecer um motivo para enviar seu artigo para revisão por pares externos. Você deve evitar erros descuidados (que infelizmente acontecem com frequência!), Como endereçar a carta ao editor errado ou até mesmo ao jornal errado! Dicas para escrever uma boa carta de apresentação incluem:

- Dirija-se ao editor-chefe (EIC) pelo nome. Isso implica que você conhece o comitê editorial da revista e se preocupou em verificar.
- Evite cometer erros no nome do editor ou do jornal! Isso acontece quando os autores enviam seu artigo rejeitado para a próxima revista sem alterar nada! Certifique-se de que sua carta não seja muito curta ou muito longa e que não repita simplesmente o resumo.
- Destaque o aspecto inovador do seu trabalho e por que os leitores da revista achariam isso importante.
- Indique por que este trabalho se encaixa na missão e no escopo da revista.
- Você pode informar ao EIC se o seu manuscrito foi rejeitado por outro periódico e anexe as revisões anteriores e sua resposta a elas.
- Certifique-se de que sua carta de apresentação contenha as seguintes frases: “Confirmamos que este manuscrito não foi publicado em outro lugar e não está sendo considerado por outro periódico. Todos os autores aprovaram o manuscrito e concordam com sua submissão a esta revista.”

ESCOLHA DE UM DIÁRIO: SEJA HONESTO SOBRE A QUALIDADE DO SEU PRÓPRIO TRABALHO

A escolha de um periódico adequado é um dos aspectos mais importantes e difíceis da publicação de um trabalho científico. Julgar a qualidade do seu próprio trabalho e seu lugar na hierarquia das revistas científicas não é uma tarefa fácil e requer uma habilidade considerável. Você precisa estar familiarizado com sua própria área e estar ciente do que foi publicado e do que não foi. Portanto, você precisa ser capaz de colocar seu trabalho na escala de novidade, na escala de impacto e na escala de prioridade. Os periódicos de alto impacto desejam publicar novas descobertas que tenham um grande impacto local. Isso é o que define a alta prioridade. Eles não querem publicar

estudos confirmatórios que simplesmente reproduzam o primeiro ou o segundo artigo publicado. Você também precisa ser honesto sobre a qualidade e o impacto do seu trabalho. Todos nós atribuímos grande importância à nossa própria pesquisa; no entanto, a métrica mais importante é como outros pesquisadores se sentem sobre o seu trabalho.

Para dar um exemplo, se seu estudo foi apresentado em uma reunião internacional e foi muito bem recebido pelo público e pelos presidentes, e gerou perguntas de alta qualidade para as quais foram fornecidas respostas de especialistas, então seu trabalho provavelmente interessará ao topo. avaliações de impacto em sua especialidade. Se o trabalho foi selecionado para a sessão plenária de tal encontro internacional, é provável que seja do interesse de revistas científicas "semanais" ainda maiores. Essas revistas procuram trabalhos definitivos que irão mudar a gestão ou desvendar os mecanismos dos problemas de engenharia. A maioria dos escritores gosta de ficar louco quando se trata de publicação. Eles começam com o diário mais impactante e, em seguida, descem na hierarquia. Tudo bem se você tiver tempo e não se importar em passar meses esperando que seu trabalho seja publicado. No entanto, uma abordagem melhor é julgar a qualidade do seu trabalho com precisão e definir o periódico mais adequado desde o início. Portanto, você precisa verificar os objetivos, missão, interesses, escopo, etc. da revista em questão. Também não há problema em enviar previamente um diário de alto impacto, se você acha que seu trabalho vale a pena. Se eles permitirem que você se submeta, você está pescando no lago certo!

LOGÍSTICA DE SUBMISSÃO DE MANUSCRITOS E MANUSEIO EDITORIAL

Em primeiro lugar, siga as instruções! Muitos atrasos evitáveis são causados pelo não cumprimento das diretrizes de submissão de periódicos. Então, você tem que se ater a coisas simples como contagem de palavras, formatação, tabelas e figuras e suportes. Não submeta a duas revistas simultaneamente; isso é considerado uma ofensa grave na publicação e na academia. Se você tiver qualquer problema, deve entrar em contato com o escritório do jornal. Assim que o seu manuscrito for recebido pelo sistema online, ele será cuidadosamente examinado pelo assistente de redação, que encontrará quaisquer discrepâncias que você inicialmente ignorou! É aqui que podem surgir atrasos frustrantes, mas eles podem ser evitados se você seguir as instruções. O manuscrito é então atribuído ao EIC. O IEC revisará seu manuscrito (ou seja, carta de apresentação, resumo e essência da discussão) e, a menos que o trabalho seja muito pobre, atribuirá a um editor associado que seja membro do conselho editorial. O Editor Associado revisará o manuscrito e a decisão principal neste momento será enviá-lo para revisão por pares externos ou rejeitá-lo sem tal revisão. Os motivos da rejeição instantânea são descritos a seguir. No entanto, se o seu manuscrito for considerado digno de revisão por pares externos, você claramente captou a atenção dos editores e apresentou o trabalho a um periódico apropriado, independentemente do resultado final.

RAZÕES PARA UMA REJEIÇÃO INSTANTÂNEA

O motivo mais comum para a rejeição instantânea é que o manuscrito é impróprio para o periódico (por exemplo, muito paroquial ou fora da competência do periódico). Os outros motivos são os seguintes:

- Falta novidade.
- É um trabalho descritivo e não mecanicista.
- Isso levanta uma questão desinteressante que não leva a lugar nenhum.
- Tem um desenho de estudo pobre ou inadequado (por exemplo, tem pouca potência).

AVALIAÇÃO POR PARES EXTERNOS

Se os editores decidirem que seu manuscrito vale a pena e tem chance de publicação, eles buscarão revisão por pares externos. A porcentagem de manuscritos selecionados para este caminho varia de periódico para periódico, mas certamente os periódicos de maior impacto enviarão apenas os melhores artigos para revisão por pares externos. Após a revisão por pares externos, as decisões disponíveis incluem rejeição, revisões principais ou revisão e aceitação menores. Aceitação sem qualquer mudança é extremamente rara. Mesmo os melhores artigos escritos ainda têm algumas pequenas falhas. Os motivos para a rejeição após a revisão por pares incluem o seguinte:

- Falhas no projeto / métodos.
- Falta de novidade
- Falta de uma mensagem clara.
- Efeito pequeno / incremental. Pontos menores que não ajudam
- A justificativa do estudo é mal explicada. O estudo tem gráficos confusos.
- As legendas das figuras ou tabelas são inadequadas.
- Os números não coincidem e a discrepância não é explicada.

VOCÊ RECEBE UMA DECISÃO DE REVISÃO IMPORTANTE E DEPOIS?

Se você receber uma decisão de revisão importante, significa que seu manuscrito tem uma chance, mas ainda não foi aceito para publicação. Os editores esperam que você trate os comentários de forma completa e honesta. Se você não puder responder a algumas dúvidas ou fornecer o trabalho adicional solicitado, você deve declarar muito claramente porque é esse o caso. Lembre-se de que os revisores externos não são remunerados e, como tal, geralmente prestam um grande serviço ao periódico, aos autores e à ciência. Eles devem ser vistos como apoiadores, não adversários! Seus comentários são geralmente justos e projetados para melhorar a qualidade da pesquisa e sua apresentação. Como tal, é essencial que você os trate com respeito em suas respostas às perguntas. Você nunca deve insultar, rejeitar, ridicularizar ou menosprezá-los. Se você discordar do ponto de vista deles, diga sua opinião de forma clara, mas educada. Nunca questione seu grau de especialização ou conhecimento; isso não ajuda e provavelmente também incomodará os editores. Você deve tentar fornecer respostas ou dados para todos os comentários. Se isso exigir trabalho extra, que seja. Isso acabará por fornecer a você um trabalho muito maior, do qual você e seus colegas de trabalho se orgulharão. Se você não puder realizar os experimentos adicionais solicitados (por exemplo, por falta de fundos, materiais, saída de pessoal de seu laboratório), informe os revisores e editores disso, reconhecendo o valor de suas sugestões no primeiro Lugar, colocar. Ao revisar seu manuscrito, você deve facilitar para os revisores e editores: sempre numere as páginas; copiar os comentários dos revisores e tornar suas respostas claras usando subtítulos e números; destaque suas mudanças no texto e dê números de página.

O QUE VOCÊ FAZ SE O SEU MANUSCRITO FOR REJEITADO?

A reação inicial da maioria dos autores cujos artigos são rejeitados é de raiva e o desejo de enviar imediatamente uma réplica ao editor. Os autores freqüentemente gritam gritos de “injusto” e “ignorante” e coisas piores. Esta é uma reação natural, mas não permita que suas emoções atrapalhem seu julgamento. A melhor estratégia é abordar isso com a cabeça fria, talvez após um período de reflexão e sabedoria. Seja humilde e aceite críticas porque nenhum manuscrito é perfeito. Leia os comentários com atenção e justiça. Se você acha que o (s) revisor (es) cometeu um erro em um ponto importante e você pode provar isso, pode considerar uma refutação ao editor. A maioria dos editores reavaliaria o manuscrito à luz de quaisquer erros gritantes cometidos pelos revisores. Se você também

for capaz de abordar os pontos fracos de seu manuscrito, fornecendo novos dados importantes que foram mencionados pelos revisores, então você pode escrever para o editor e dizer que reconhece os comentários dos revisores e a decisão de rejeição, mas agora você estão em posição de corrigir as deficiências destacadas pelos revisores. Este trabalho extra pode inclinar a balança e permitir ao editor reverter a decisão. Deve-se dizer, entretanto, que as refutações raramente têm sucesso. Portanto, se as exceções mencionadas acima não estiverem disponíveis, sua melhor ação é revisar e enviar o manuscrito aprimorado para um novo periódico. Se você enviar para um novo periódico, certifique-se de abordar os pontos fracos da primeira versão. É uma prática muito ruim virar o manuscrito rapidamente e apenas enviar uma versão idêntica para o próximo periódico. Lembre-se de que em uma área especializada você pode obter o (s) mesmo (s) revisor (es); portanto, certifique-se de responder a todas as suas perguntas.

O QUE VOCÊ FAZ SE O MANUSCRITO FOR ACEITO?

Antes de comemorar suas conquistas, você precisa realizar mais algumas tarefas. Se ainda não tiver sido preenchido no momento do envio, você deve preencher os formulários de atribuição de direitos autorais e divulgação de conflitos de interesse. Seu manuscrito passará por composição e edição de texto. Provas de impressão serão enviadas a você e você será solicitado a responder às perguntas da equipe de produção em um prazo limitado (geralmente 48-72 horas). É essencial que você examine cuidadosamente esta versão de composição porque muitos erros ocorrem na fase de produção (por exemplo, legendas mal rotuladas, ordem incorreta de figuras / tabelas, linguagem imprecisa que pode ser linguisticamente correta, mas cientificamente imprecisa). Esta também é a etapa de atualização de todas as referências de sua seção de bibliografia. Depois que tudo isso for concluído, seu manuscrito será agendado para publicação “online primeiro” e receberá um número de identificador de objeto digital (DOI). O DOI é uma sequência de caracteres usada para identificar exclusivamente um objeto, como um manuscrito eletrônico. Esta é a prova de publicação e pode ser usada em seu curriculum vitae, pedido de subsídio ou em bibliografia para outros manuscritos.

CONCLUSÃO

Em resumo, o processo de publicação de um artigo de ciência hidráulica em uma revista de alto impacto começa com a escolha de uma questão importante, descrevendo um estudo sólido com poder estatístico, fazendo o trabalho com integridade e preocupação. detalhes impecáveis, escrever um excelente manuscrito, submetê-lo ao periódico correto, responder integralmente aos comentários do revisor e realizar verificações padrão pós-aceitação. Não há nada mais satisfatório do que ver seu artigo publicado e visível para o mundo exterior. O trabalho árduo compensa e fornece avanços úteis, duradouros e de alta qualidade no conhecimento da ciência da engenharia.

RECONHECIMENTO

Agradeço ao falecido professor Belhamra Mohamed (Deus tenha misericórdia dele) vítima do Coronavírus, Diretor do Centro de Pesquisa Científica e Técnica das Áreas Áridas da Argélia (CRSTRA), por seu incentivo e apoio moral para publicar este artigo, e eu ofereço ele esta publicação.

CALIBRAÇÃO DO COEFICIENTE DE DISPERSIVIDADE LONGITUDINAL ATRAVÉS DE MÉTODO EXPERIMENTAL ASSOCIADO AO MÉTODO ITERATIVO DO GRADIENTE DE CONCENTRAÇÃO

1, 7 e 8. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Brasil; 2 e 3. Universidade de Coimbra, Portugal; 4 Universidade Federal do Ceará, Brasil; 5. Universidade Federal do Cariri, Brasil; 6. Universidade do Estado do Rio Grande do Norte. ¹jean.tavares@ifrn.edu.br; ²plima@dec.uc.pt; ³zehsaz90@gmail.com; ⁴marco@ufc.br; ⁵pirtavares@ufc.br; ⁶welkapreston@uem.br; ⁷ricardo.jonathan@academico.ifrn.edu.br; ⁸yang.fagundes@academico.ifrn.edu.br.

RESUMO:

O entendimento de como ocorre o transporte de solutos em águas subterrâneas é fundamental para o correto gerenciamento deste recurso cada vez mais sujeito a pressões antrópicas. Para a modelagem deste processo, um parâmetro fundamental é o da dispersividade longitudinal. O presente estudo objetivou a calibração deste coeficiente através da associação de um método experimental com o Método Iterativo do Gradiente de Concentração de modo a permitir um maior controle hidráulico e agilidade na obtenção dos dados. Os resultados indicam que a associação entre método experimental e método numérico foi adequada, com resultados de calibração obtidos em poucas iterações.

ABSTRACT:

The understanding of how the transport of solutes in ground water occurs is critical to the proper management of this resource increasingly subjected to thropogenic pressures. In order to model this process, a key parameter is the the longitudinal dispersivity. This study aimed mainly at calibrating of that coefficient through of the association of the experimental method with the Iterative Method of the Gradient of Concentration (IMGC) to allow greater hydraulic control and agility in obtaining data. The results indicate that the association between the experimental method and the numerical method was adequate, with calibration results obtained in a few iterations.

PALAVRAS CHAVES: aquífero; método numérico, método experimental.

INTRODUÇÃO

O entendimento de como ocorre a contaminação das águas subterrâneas implica na estimativa do transporte de solutos ou contaminantes em meios porosos. A migração destes compostos pode ser influenciada por processos físicos, químicos e biológicos associados à advecção, retardamento, aceleração, degradação ou decaimento no meio poroso, os quais determinam uma maior, menor ou nenhuma movimentação do composto (Fetter, 2001).

O transporte de contaminantes em água subterrânea se inicia quando um líquido contaminante atravessa a zona não saturada e eventualmente chega à zona saturada. Vários processos químicos, físicos e biológicos podem ocorrer através do encaminhamento dos contaminantes através da zona não saturada antes de chegar ao aquífero.

Depois de chegar ao aquífero o contaminante poderá ser transportado por todo o manancial até os exutórios (rios, lagos, nascentes e poços de captação). Ao longo deste percurso, a concentração do contaminante poderá ser gradualmente reduzida devido a vários processos, também físicos, químicos e biológicos. Em grande parte dos casos, estes contaminantes podem tornar o aquífero sem utilidade para a maioria dos usos.

Além dos parâmetros referentes ao modelo de fluxo, a porosidade efetiva e a dispersividade são necessárias para simular o transporte de solutos em águas subterrâneas.

Bear (1972) destaca que, em princípio, a estrutura e o conteúdo de um modelo de transporte de contaminantes não difere do modelo de fluxo. No entanto, esclarece que a principal diferença é que no modelo de fluxo a quantidade transportada se refere à massa da fase fluida, enquanto no modelo de transporte de contaminantes, a quantidade a ser transportada se refere à massa do produto químico, presente no interior da massa líquida. No primeiro caso, a quantidade mássica está relacionada à densidade do fluido, enquanto no segundo está relacionada à concentração do contaminante.

A interação solo-água-contaminante envolve muitos fenômenos físicos, químicos e biológicos que podem ocorrer simultaneamente. O movimento de contaminantes não depende apenas do fluxo do fluido no qual essas substâncias estão dissolvidas, mas sim de todos os mecanismos aos quais essas substâncias são submetidas tais como condições que favorecem a difusão e a dispersão.

Freeze & Cherry (1979) destacam a influência dos processos físicos, advecção e a dispersão hidrodinâmica, no transporte de solutos.

Frind (1987) esclarece que em situações típicas envolvendo o transporte de compostos solúveis em águas subterrâneas, o contaminante introduzido através da fonte situada sobre o solo é transportado por advecção devido ao fluxo da água, por dispersão hidrodinâmica devido, principalmente, à heterogeneidade do meio e também pela difusão molecular.

Mahdipanah et al. (2021) destacam a importância dos estudos do transporte em meios porosos e elaboraram experimentos envolvendo um alto nível de controle das variáveis para a determinação da dispersividade longitudinal. Através de métodos numéricos inversos e contando com dados experimentais de gradientes de concentração, é possível de forma expedita estimar o parâmetro da dispersividade longitudinal, fundamental na modelagem numérica do transporte de poluentes. O presente estudo objetiva a calibração do coeficiente de dispersividade longitudinal através da associação de um método experimental com o Método Iterativo do Gradiente de Concentração desenvolvido por Tavares (2014).

MÉTODOS EXPERIMENTAL E NUMÉRICO

Os experimentos foram realizados nas instalações do Laboratório de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente da Universidade de Coimbra, Portugal. A pesquisa foi estruturada em 2 fases: a primeira, denominada de experimental foi dividida em 3 etapas: (i) preparação do canal de areia, que simulou um aquífero saturado; (ii) aplicação de uma carga hidráulica constante associada a uma vazão de recarga (Q) de 0,004 litros/s que induz um fluxo subsuperficial e uniforme; (iii) introdução de uma concentração conhecida de cloreto de sódio simulando uma contaminação pontual do aquífero. Foi aplicado um volume de 2 litros de solução de água e cloreto de sódio em um intervalo de 15 minutos, a uma vazão constante (q) de 0,002 l/s. O canal, com 2m de comprimento, 1m de largura e uma declividade longitudinal de 0,05m/m, foi preenchido com areia grossa até a altura de 0,03m. Após a aplicação de cloreto de sódio, foram feitas medições simultâneas da condutividade elétrica nos poços de observação (ver Figuras 1 e 2).

A segunda fase da pesquisa, contemplou a modelagem numérica-computacional conforme o Método Iterativo do Gradiente de Concentração (MIGC) desenvolvido por Tavares (2014). As etapas para o uso do MIGC foram: (i) Escolha de um modelo hidrodinâmico para o transporte de fluxo. Para esta etapa foi utilizado o programa computacional Modflow®; (ii) Para a etapa posterior de modelagem do transporte de contaminantes foi utilizado o programa computacional MT3DMS® (Modular Three-Dimensional Multispecies Transport Model); (iii) em seguida, o processo de calibração do coeficiente de dispersividade se deu com o uso dos dados de concentração obtidos na fase experimental e que serviram como modelo observado ou fixo.

Esses dados são inseridos nos programas computacionais quando também foi utilizado um valor do coeficiente de dispersividade longitudinal aleatório. Como resultado dessa primeira etapa, tem-se uma outra matriz de valores de concentração, denominada de modelo calculado ou não fixo. Ao longo do processo de calibração são geradas matrizes de concentrações para o modelo não fixo. Há então, em cada iteração, o cálculo dos gradientes espaciais de concentração nos modelos fixo e não fixo. O somatório dos ângulos ($\sum\theta$) entre os gradientes de concentrações observados e calculados e a raiz do erro médio quadrático (RMSE, na sigla em inglês) resultante da comparação entre os valores de concentração observados e calculados são os critérios de convergência para aferir o processo de calibração. A calibração é bem-sucedida quando se observa uma semelhança entre as isolinhas de concentração dos dados observados experimentalmente com as isolinhas de concentração obtidas a partir dos dados calculados nessa última iteração.

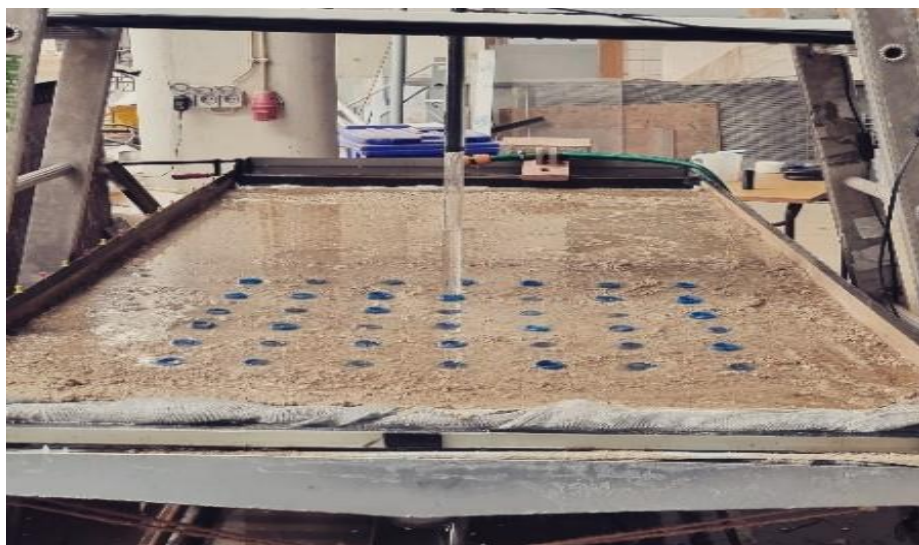


Figura 1 – Fotografia de jusante do canal de areia

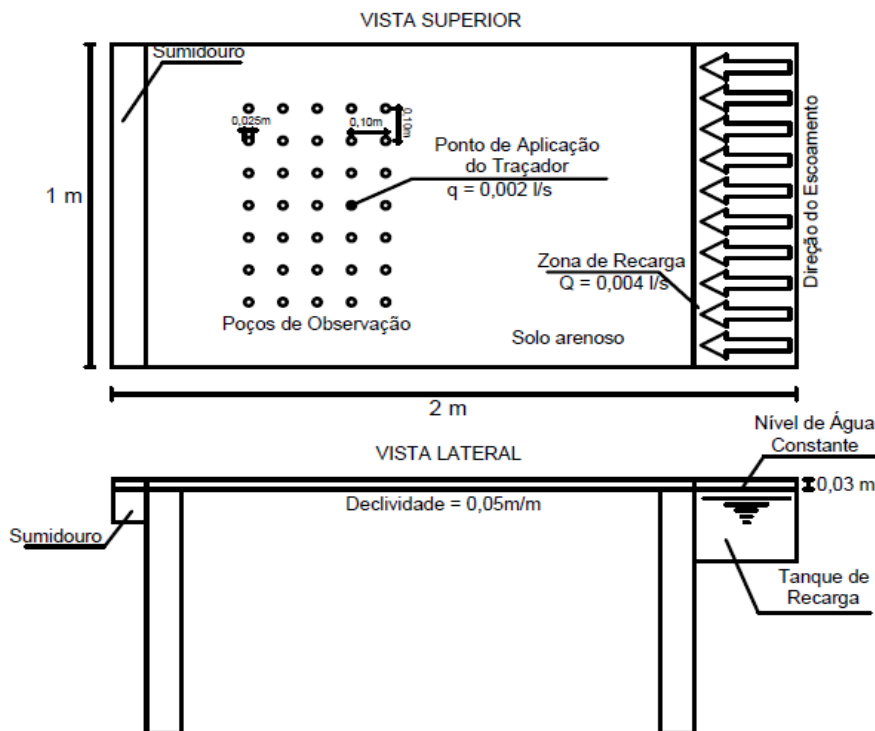


Figura 2 – Vistas superior e lateral do canal experimental.

MÉTODO ITERATIVO DO GRADIENTE DE CONCENTRAÇÃO

O Método Iterativo do Gradiente de Concentração (MIGC) foi aplicado para otimizar a calibração da dispersividade longitudinal (αL), principal componente do coeficiente de dispersão hidrodinâmico. Utiliza procedimentos iterativos em conjunto com o simulador hidrodinâmico Modflow® e o simulador do transporte de solutos MT3DMS®.

O MIGC tem como dispositivo de alteração da dispersividade longitudinal uma relação entre o gradiente de concentração observado e o gradiente de concentração calculado, conforme equação 1.

$$\alpha_{L_j}^{i+1} = \alpha_{L_j}^i \left| \frac{\nabla c_j^{i,calc}}{\nabla c_j^{i,obs}} \right| \quad [1]$$

Em que:

$\alpha_{L_j}^{i+1}$: dispersividade longitudinal da célula j na iteração “i+1”;

$\alpha_{L_j}^i$: dispersividade longitudinal da célula j na iteração “i”;

$|\nabla c_j^{i,calc}|$: módulo do gradiente de concentração calculado na célula j na iteração “i”;

$|\nabla c_j^{i,obs}|$: módulo do gradiente de concentração observado na célula j na iteração “i”;

Ao final de cada ciclo de iteração “i”, como critério de convergência, será calculado um ângulo φ formado pelos vetores dos gradientes de concentração observado e calculado no espaço bidimensional com auxílio da equação 2.

$$\arccos \varphi_j = \nabla c_j^{i,calc} \cdot \nabla c_j^{i,obs} / \left| \nabla c_j^{i,calc} \right| \cdot \left| \nabla c_j^{i,obs} \right| \quad [2]$$

Em que:

φ_j : é o ângulo formado pelos vetores dos gradientes de concentração observado e calculado no espaço bidimensional.

Para a otimização da calibração, o MIGC considera apenas os ângulos entre os gradientes menores que 60° , os valores maiores não são considerados até que os valores da dispersividade longitudinal das células vizinhas induzam à diminuição do ângulo φ_j nas iterações seguintes. A equação 3 apresenta os critérios de otimização adotados.

$$\alpha_{L_j}^{i+1} = \begin{cases} \alpha_{L_j}^i \cdot \left| \nabla c_j^{i,calc} \right| \cdot \left| \nabla c_j^{i,obs} \right| & \text{se } \varphi < 60^\circ \\ \alpha_{L_j}^i & \text{se } \varphi > 60^\circ \end{cases} \quad [3]$$

O MIGC define como critério de convergência no processo de otimização o valor mínimo para o somatório dos ângulos φ_i , conforme descrito na equação 4.

$$\sum_{j=1}^N \varphi_j / N = \text{valor mínimo estipulado} \quad [4]$$

Em que:

N: número de células ativas.

O processo de calibração termina quando a raiz do erro quadrático médio RMSEC (root mean square error of concentrations), conforme equação 34, alcança um valor pré-definido e/ou quando o valor do critério de convergência (equação 5) não diminui e atinge um valor estável.

$$RMSEC = [(1/N) \cdot \sum_{i=1}^M (c_{calc} - c_{obs})_i^2]^{1/2} \quad [5]$$

O fluxograma da Figura 3 apresenta as etapas do processo de calibração do parâmetro de transporte pelo Método Iterativo do Gradiente de Concentração.

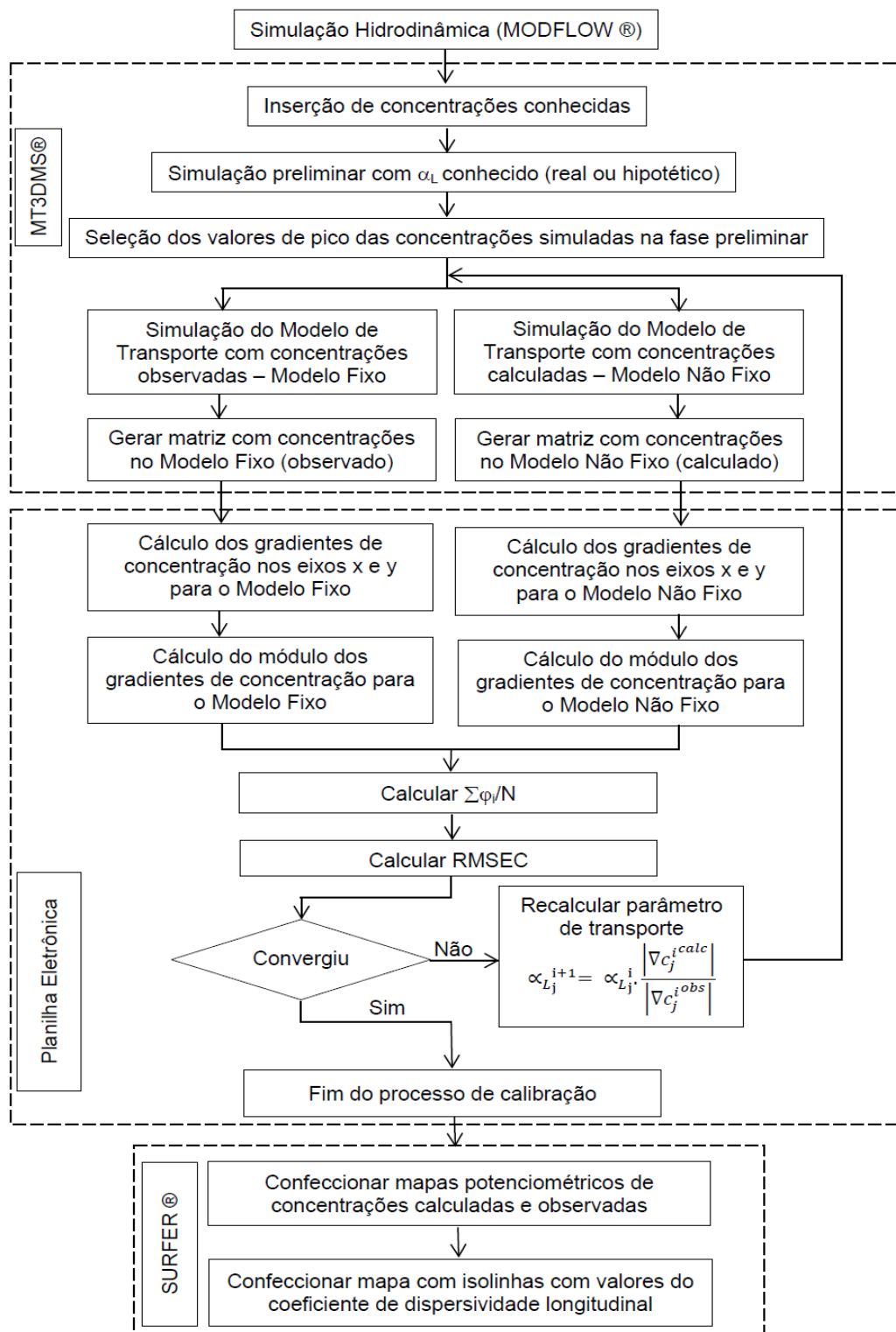


Figura 3 – Etapas do processo de calibração do parâmetro de transporte pelo Método Iterativo do Gradiente de Concentração.

RESULTADOS

Como resultado da fase experimental, tem-se os dados de concentração de cloreto de sódio nos 42 poços de observação. A Figura 4 a seguir apresenta as isolinhas formadas a partir desses valores.

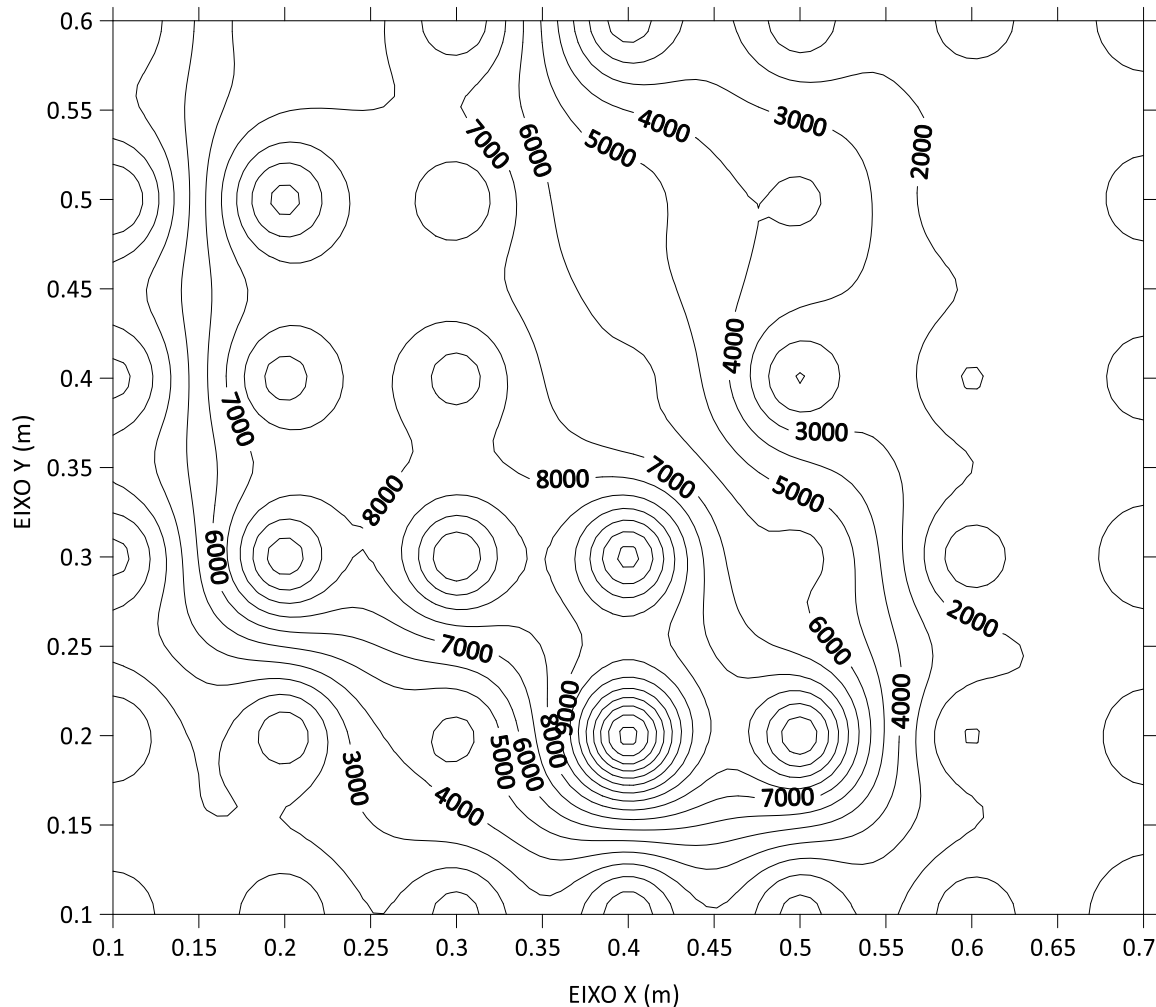


Figura 4 – Isolinhas de concentração de cloreto de sódio (mg/l) nos pontos de observação do modelo experimental após 15 minutos.

Os dados de concentração são inseridos nos modelos computacionais. Também é utilizado um primeiro valor do coeficiente de dispersividade. Para esse trabalho esse primeiro valor foi de 200m e como consequência foi gerada uma matriz de novas concentrações associada às isolinhas da Figura 5.

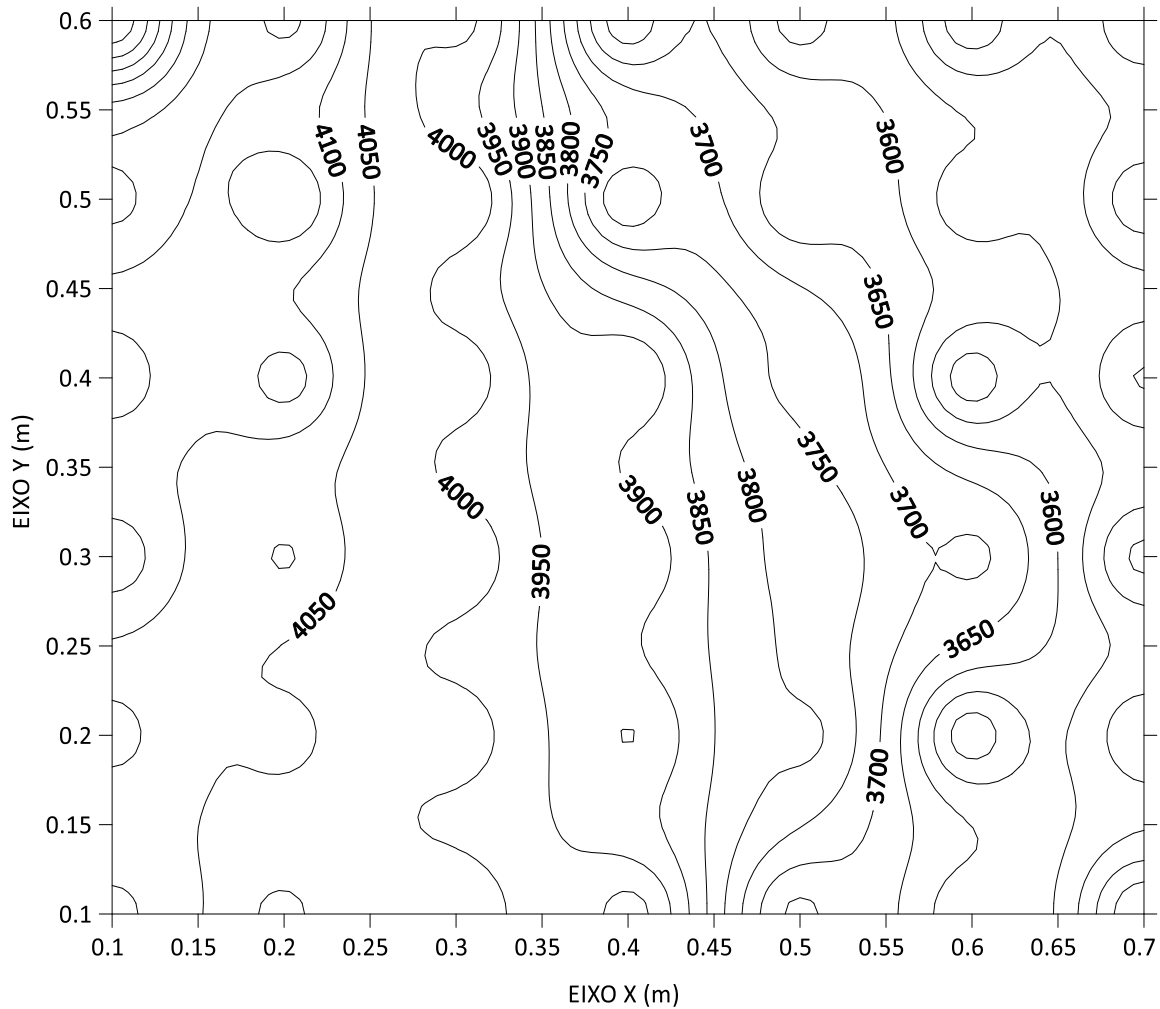


Figura 5 – Isolinhas de concentração de cloreto de sódio (mg/l) no início da calibração, com uma dispersividade de 200m.

O processo de calibração foi finalizado em 10 iterações, até se atingir uma raiz do erro médio quadrático e uma soma dos ângulos dos vetores superficiais de gradiente estáveis. A Figura 6 a seguir apresenta o último estágio da calibração e é possível visualizar a semelhança entre as isolinhas dos dados coletados experimentalmente com as obtidas no final do processo de calibração. O resultado médio para o coeficiente de dispersividade calculado foi de 24,9m.

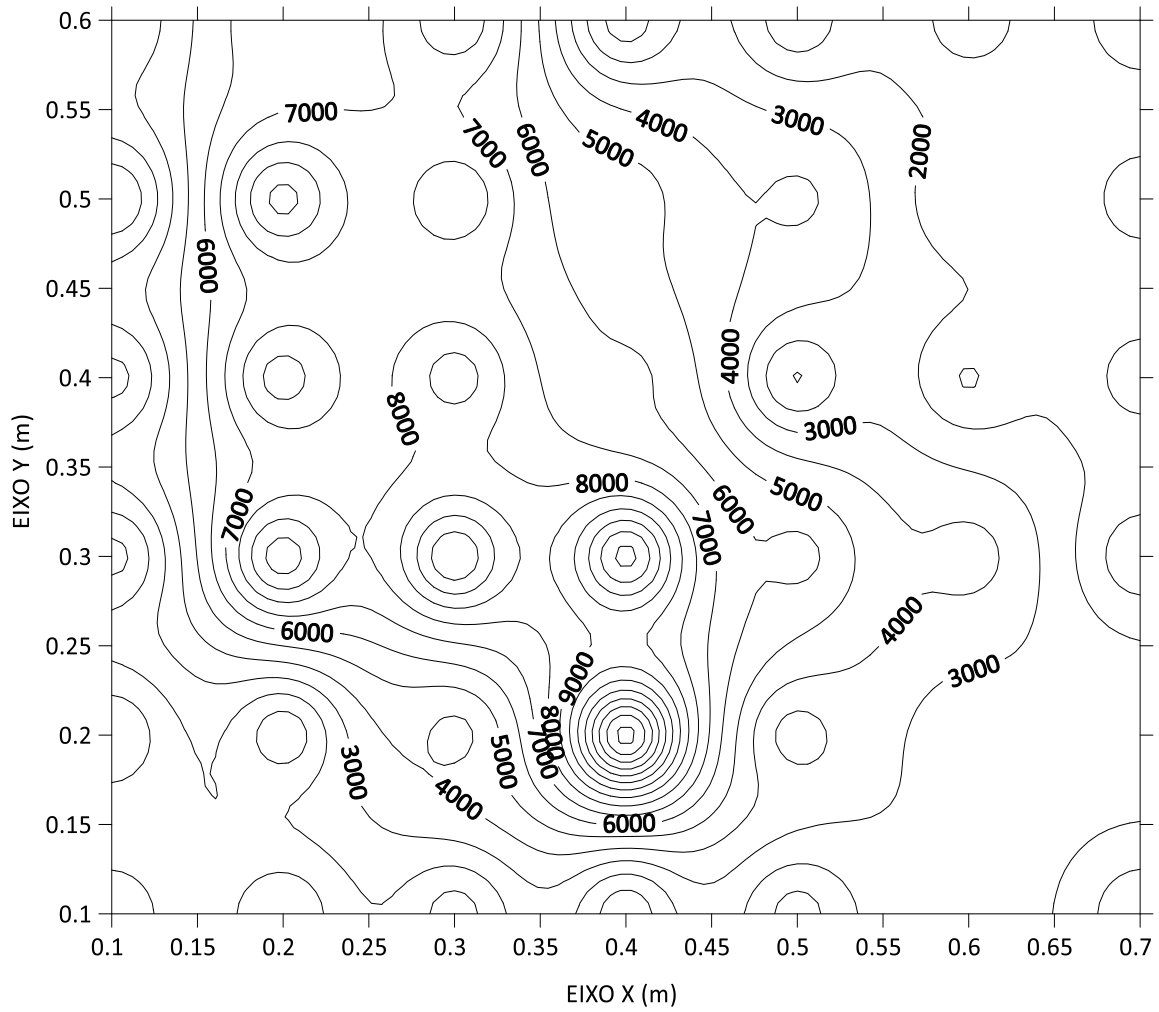


Figura 6 – Isolinhas de concentração de cloreto de sódio (mg/l) no final da calibração com coeficiente de dispersividade de 24,9m.

A Figura 7 apresenta a variação da Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) e a variação da soma dos ângulos dos gradientes observado e calculado ao longo das iterações.

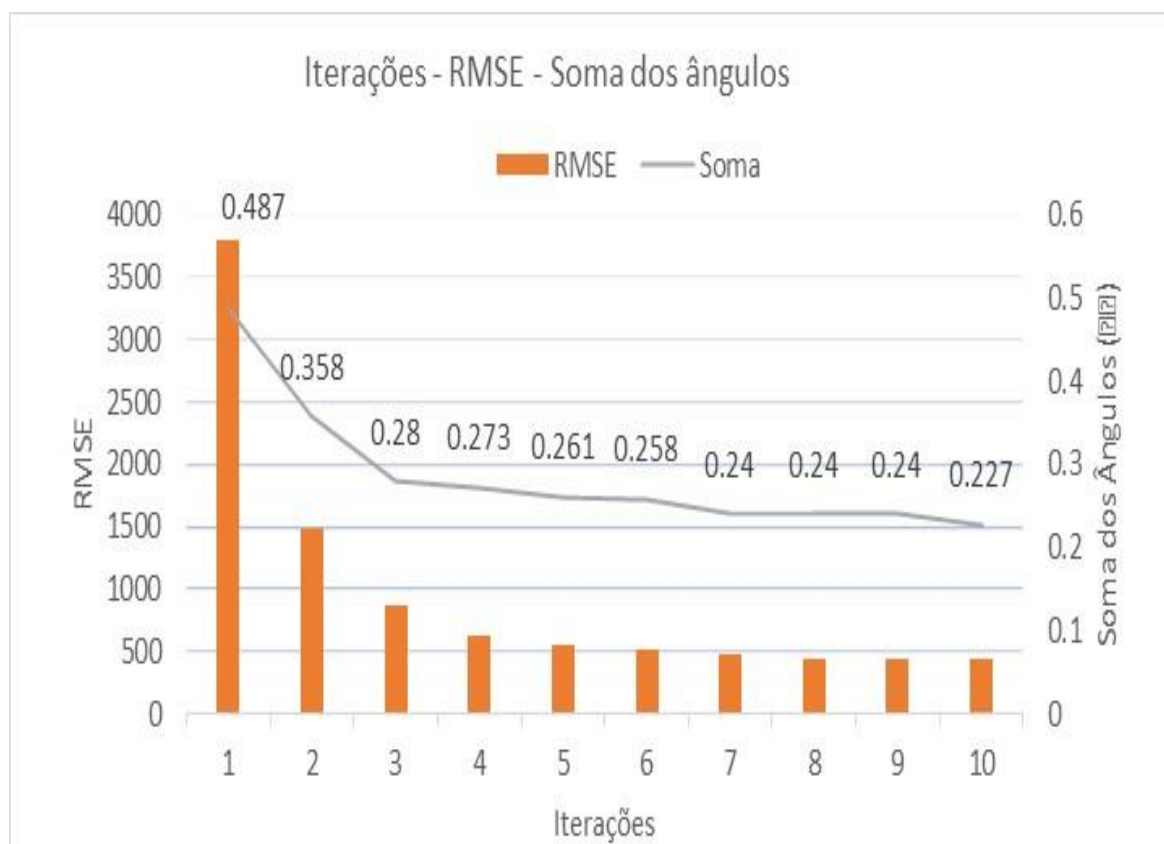


Figura 7 – Variação do somatório dos ângulos ($\Sigma\theta$) entre os gradientes de concentrações observados da raiz do erro médio quadrático (RMSE).

CONCLUSÕES

A combinação do uso de dados obtidos experimentalmente em ambiente hidraulicamente controlado associado ao método iterativo MIGC, mostrou-se eficiente no processo de calibração do coeficiente de dispersividade. A análise das semelhanças entre as isolinhas de concentração das Figuras 3 e 5 mostram que a calibração do coeficiente de dispersividade foi obtida com sucesso, gerando dados modelados semelhantes aos obtidos no experimento.

A eficiência do uso do processo misto experimental-computacional numérico pode ser observada com os resultados da Figura 6 que mostra que em 10 iterações a calibração atingiu os critérios de convergência entre as concentrações observadas e calculadas e de parada do processo de calibração. A metodologia proposta, através de poucas iterações (10) conseguiu calibrar o coeficiente de dispersividade longitudinal, fundamental para a modelagem do transporte de contaminantes em meio poroso.

AGRADECIMENTOS

Registra-se os agradecimentos à Pró-Reitoria de Pesquisa e Inovação do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte - IFRN e à Diretoria de Pesquisa do Campus Natal Central do IFRN, à Fundação de Apoio à Pesquisa do Rio Grande do Norte pelo fornecimento de custeio para o desenvolvimento da pesquisa e ao Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da Universidade de Coimbra pelo fornecimento do espaço, equipamentos e todas as condições para o desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS

- Bear, J.** (1972). “Dynamics of fluids in porous media”. American Elsevier, 1972. 764 p. New York. USA.
- Fetter, C. W.** (2001). “Applied Hydrogeology”. 4th ed. p. cm. Prentice-Hall Inc. New Jersey. USA.
- Freeze, R. A.; Cherry, J. A.** (1979). “Groundwater”. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. Jersey. USA.
- Frind, E. O.** (1987). “Simulation of ground water contamination in three dimensions”. Pp. 749-763 in Proceedings of Solving Ground Water Problems with Models. National Water Well Association, Denver, Colorado. USA.
- Mahdipanah H.; Tashakori, A.; Emamgholizadeh, S.; Maroufpoor, E.** (2021). “An experimental study on the determination of dispersion coefficient in layered soils”. Water Supply,
- Tavares, J. L.** (2014). “Calibração da dispersividade longitudinal de aquíferos através do Método Iterativo do Gradiente de Concentração”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. Brasil.

SIMULACIÓN MEDIANTE DES DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE CORTE EN UN CANAL CURVO CON FONDO PLANO

Leticia Tarrab^a, Matías Ragessi^{a,e}, Wernher Brevis^b, Jonathan Muchiut^{a,d}, Román Martino^{a,d} y Andrés Rodríguez^{a,d}

^a LH - Laboratorio de Hidráulica – FCFEYn, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

^b Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental y Departamento de Minería, Pontificia Universidad Católica de Chile

^c Departamento de Ciencias Ingeniería Ambiental – Universidad de Ingeniería y Tecnología (UPEC), Lima, Perú

^d Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCFEYn, Córdoba, Argentina.

^e Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Córdoba, Argentina (UCC)

Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina;

E-mail: leticia.tarrab@unc.edu.ar Web: http://www.inv.lab_hidraulica.efn.uncor.edu/

Introducción

La característica principal de un flujo en un meandro fluvial que presenta una topografía típica (erosión en la margen externa y barra de sedimentos en la margen interna) es la distribución asimétrica de velocidades longitudinales, encontrándose las máximas en la zona cercana a la margen externa, en coincidencia con las mayores profundidades de la sección transversal. Sin embargo, en el caso de canales curvos rectangulares o trapezoidales a fondo fijo, las velocidades máximas se encuentran en la zona cercana a la margen interna de la curva y son desplazadas hacia la margen externa a la de salida cuando la sobreelevación de la superficie del agua (producida por las fuerzas centrífugas) se torna insignificante (Rozovskii, 1957).

El esfuerzo de corte en canales es un parámetro fundamental y está asociado con los mecanismos de transporte de sedimentos. Comprender la distribución de los mismos en canales curvos es necesario para predecir mecanismos de erosión, contribuyendo a diseños más eficientes de canales y de estructuras de control de erosión en curvas de ríos y canales.

Existe una correspondencia entre la distribución de las velocidades longitudinales y los esfuerzos de corte, y, por lo tanto, de los patrones de erosión y sedimentación (Götz, 1980). En el caso de canales de fuerte curvatura ($R/B < 3$) la distribución de los esfuerzos de corte máximos se encuentra en la zona cercana a la margen interna en el comienzo de la curva y en la zona cercana a la margen externa en la salida (coincidiendo con las velocidades máximas). La distribución de los esfuerzos de corte no depende de las variaciones en la profundidad como tampoco de la velocidad de entrada al canal, pero sí de la geometría del canal (Ippen y Drinker, 1962). A mayor curvatura aumenta tanto la intensidad del esfuerzo de corte como el área que se encuentra expuesta a altos esfuerzos de corte. En menores curvaturas, los mayores esfuerzos de corte se observan a lo largo de la margen externa en la zona de aguas debajo de la curva. Nough y Townsend (1979) muestran que, al aumentar el ángulo de desarrollo de la curva, se incrementa la erosión y la zona erosionada se desplaza hacia aguas abajo, lo cual sugiere que la distribución de los esfuerzos de corte se encuentra vinculada a la configuración de la superficie del agua (sobre elevaciones). En las zonas en donde el esfuerzo de corte disminuye ocurrirá sedimentación y la erosión será en la zona en donde los esfuerzos se incrementan.

Los modelos LES y DES han demostrado ser una poderosa herramienta para investigar la física del flujo en curvas y canales meandriformes de curvatura media y alta, en escala de laboratorio. Luego de ser validados con datos experimentales, tales modelos tienen la capacidad para describir el flujo, las estructuras turbulentas y el esfuerzo cortante a un nivel de detalle que excede a las posibilidades de lograrlo en experimentos físicos. Koken et al. (2013) realizó una modelación del tipo DES de los procesos de flujo y evaluó el rol de las estructuras de flujo coherentes y cómo éstas contribuyen a los esfuerzos cortantes.

En el presente trabajo se investigan mediante una simulación numérica DES los procesos de flujo que ocurren en canales

curvos a fines de comprender el proceso físico por el cual ocurre una redistribución de los esfuerzos de corte en las paredes y en el fondo.

Materiales y Métodos

Se desarrolló un modelo tridimensional completamente nohidrostático *Detached-Eddy Simulation* (DES) utilizando el modelo *Spallart Almaras* con la aproximación tapa rígida (*rigid-lid*) en la superficie libre, el cual permite obtener información cuantitativa de los procesos turbulentos en zonas cercanas a las márgenes (Koken et al., 2013). La modelación fue validada con resultados de experimentos que se realizaron en un canal de fondo fijo formado por dos curvas consecutivas en el Instituto de Hidromecánica de la Universidad de Karlsruhe, Alemania (Figura 1). Las mediciones corresponden al primer tramo curvo, de radio central $R=1.1$ m y ancho $B=1.00$ m. La profundidad del flujo fue de $H=0.097$ m, el caudal de $Q=0.14$ l/s, el número de Reynolds de $Re=13872$ y el número de Froude de $Fr=0.1$. Las mediciones de velocidades superficiales fueron obtenidas mediante Velocimetría por Seguimiento de Partículas (PTV, por sus siglas en inglés). El flujo fue sembrado con partículas de polipropileno de un diámetro aproximado de 2 mm y densidad de 0.9 g/cm³. Se utilizaron dos cámaras sincronizadas las cuales fueron colocadas perpendicularmente a la superficie del flujo. Las imágenes fueron adquiridas a una frecuencia de 10 Hz durante 240 segundos.

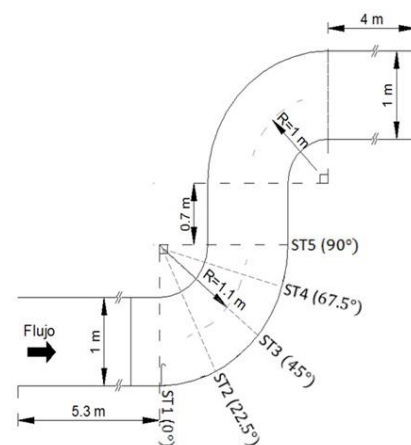


Figura 1. - Configuración geométrica del canal

El código computacional utilizado pertenece al paquete libre y abierto OpenFOAM® (Open Field Operation and Manipulation, OpenFOAM Foundation, 2005) (OpenCFD. <http://www.opencfd.co.uk/openfoam/>). Se utilizó el algoritmo PIMPLE (pimpleFoam en OpenFOAM®) que fusiona los esquemas PISO y SIMPLE para flujos no estacionarios, para densidad y viscosidad constantes. El mallado del dominio se resolvió con el código libre Gmsh. La discretización se resolvió

con hexaedros de tamaño variable: entre 0.5 mm hasta $1e-4$ mm cercanos a la pared ($y^+ \approx 1$). En modelo se impuso una superficie rígida sin esfuerzos de corte para que no afecte al flujo interno. De esta manera es posible simplificar el esquema de modelación de dos fases (agua-aire) simulando la superficie libre a otro a simple fase. Esta simplificación permite reducir el esfuerzo computacional necesario y trabajar con un esquema de modelación menos complejo respecto a las condiciones de borde, parámetros físicos y ecuaciones a resolver.

Resultados

Los valores de las tensiones de corte en las paredes y fondo del canal curvo se calcularon con la función *wallShearStress* de OpenFoam(R). Esta función obtiene los esfuerzos de corte a partir del tensor de tensiones de Reynolds calculado con el modelo de la turbulencia. En este caso, se verificó que la malla del modelo tenga la suficiente resolución para resolver el flujo cerca de las paredes y fondo del canal curvo: se definió la altura de la primera celda vecina a la pared de forma tal que verifique un valor de y^+ cercano a 1.

La distribución de la magnitud de los esfuerzos de corte longitudinales en el fondo muestra un incremento de los mismos en la margen interna en la entrada de la curva y en la margen externa en la salida (Figura 2c), lo que evidencia una estrecha correlación con la distribución de las velocidades en la zona cercana al fondo del canal (Tarrab et al., 2021). Las tensiones de corte hacia el centro de la curva ($\theta=45^\circ$) presentan una importante componente radial (Figura 2b), mientras que las observadas a la salida son principalmente longitudinales (Figura 2a). El desvío estándar de la magnitud de los esfuerzos de corte (Figura 2d) permite cuantificar las fluctuaciones que ocurren. Se observa que los valores máximos se encuentran en la zona cercana a la margen interna de la curva, en correspondencia con la presencia de una celda de corriente secundaria que se observa en esa zona (Tarrab et al., 2021).

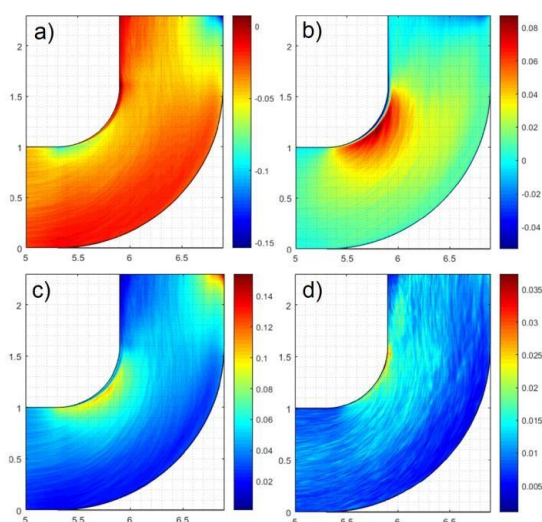


Figura 2. - Distribución de esfuerzos de corte medios en el fondo [Pa] a) componente longitudinal b) componente transversal c) magnitud d) desviación estándar de la magnitud del esfuerzo de corte en el fondo.

La distribución de esfuerzos de corte en la pared de la margen externa muestra un incremento de los mismos a la salida de la curva en correspondencia con la desaparición de la sobreelvacación de la superficie del agua en la transversal y con el incremento de velocidades en la misma debido a la zona de separación del flujo

en la margen interna. Se observa que este incremento es uniforme en toda la profundidad. En el caso de la distribución de la magnitud de esfuerzos de corte en la margen interna, se observa un incremento uniforme en toda la profundidad en la sección de ingreso a la curva y luego los mismos se concentran en la zona cercana al fondo. Esta redistribución sería producida por la separación del flujo que ocurre en la margen interna y las celdas de corrientes secundarias que producen incrementos de las velocidades en la zona cercana al fondo.

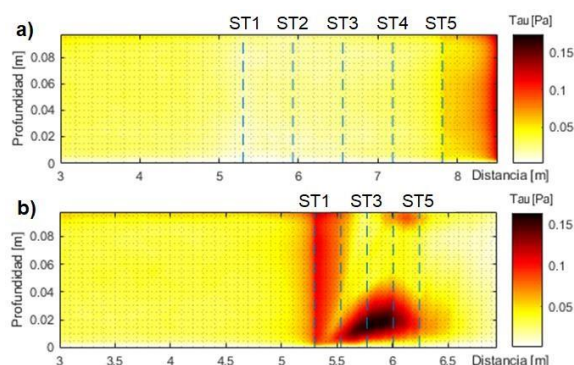


Figura 3. - Distribución de la magnitud media de los esfuerzos de corte en [Pa]: a) la margen externa b) margen interna. La distancia esta medida a lo largo de la pared del canal.

Conclusiones

Mediante un modelo tridimensional DES se caracterizó la distribución de los esfuerzos de corte un canal curvo con fondo plano con un nivel de detalle espacio-temporal mayor al que es posible de medir en experimentos. Los mayores esfuerzos de corte del fondo se encuentran a la salida de la curva sobre la margen externa. En la zona cercana a la margen interna, se encuentra una zona de altos esfuerzos de corte con una predominancia de la componente radial. Los esfuerzos de corte sobre las paredes muestran una zona localizada de altos esfuerzos de corte al comienzo de la curva mientras que a la salida se observa un incremento uniforme (en la profundidad) de los mismos en la margen externa.

Referencias

- Gotz, W. (1980).** Discussion of "Calculation of strongly curved open channel flow". *J. of the Hydraulics Division*, Vol. 106, N10, pp. 1713
- Ippen, A. T., Drinker, P. A. (1962).** "Boundary shear stresses in curved trapezoidal channels". *J. of the Hydraulics Division*, Vol. 88, (143-179).
- Koken, M., Constantinescu, G., Blanckaert, K. (2013).** "Hydrodynamic processes, sediment erosion mechanisms, and Reynolds-number-induced scale effects in an open channel bend of strong curvature with flat bathymetry". *J. Geophys. Res.* 118, 1-17.
- Nouh, M. A., Townsend, R.D. (1979).** "Shear stress distribution in stable channel bends". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 105, No. HY10, October, pp. 1233-1245.
- OpenCFD.** <http://www.open CFD.co.uk/openfoam/>.
- Rozovskii, I. L. (1957).** *Flow of Water in Bends of Open Channels* (in Russian), Acad. of Sci. of the Ukrainian SSR, Kiev, 1957. (English translation, Isr. Program for Sci. Transl., Jerusalem, 1961.)
- Tarrab, L., Ragessi, M., Brevis, W., Horna -Muñoz, D. V., García, C. M., Rodríguez, A. (2021).** "Análisis de estructuras turbulentas coherentes cercanas a márgenes en un canal curvo". XXIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, México.

MODELACIÓN HIDRODINÁMICA Y DE TRANSPORTE DE SUSTANCIAS EN AGUAS COSTERAS E INTERIORES

Santiago Delgado, Mónica Fossati, Pablo Santoro

Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, IMFIA, Montevideo, Uruguay
 sdelgado@fing.edu.uy, mfossati@fing.edu.uy, psantoro@fing.edu.uy

Introducción

La gestión de cuerpos de agua incorpora cada vez más el uso de herramientas de modelación numérica como soporte para la toma de decisiones y definición de políticas (Vinçon-leite, 2019; Schuwirth et al., 2019). Desde hace años se tiende al desarrollo de sistemas de información de gestión ambiental que tengan en cuenta diversos aspectos tanto sociales, ecológicos, como económicos. Estos sistemas complejos integran bases de datos, modelos numéricos, sistemas de información geográfica, tratamiento de imágenes, que interactúan con el objetivo común de apoyar procesos de toma de decisiones, medidas de control y mitigación de emergencias, entre otros.

En el Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería hace más de tres décadas se trabaja en la modelación numérica de cuerpos de agua a superficie libre, siendo el principal objeto de estudio el Río de la Plata. Durante estos años se ha generado una vasta experiencia en el enfoque de simulaciones retrospectivas y de pronóstico empleando diversos códigos numéricos según las necesidades específicas del caso de estudio (Fossati et al., 2008; Santoro et al. 2011; Santoro et al., 2011).

El objetivo de este trabajo es presentar detalles de la implementación del modelo numérico TELEMAT-MASCARET (Hervouet, 2007) para estudiar dos ambientes muy diferentes (un ambiente costero-estuarino y un ambiente fluvial-embalse), como insumo para la toma de decisiones en la gestión de los mismos.

Modelo numérico TELEMAT-MASCARET

El sistema TELEMAT-MASCARET, es un sistema de código abierto (www.opentelemat.org) que permite resolver por el método de los elementos finitos, o por el método de los volúmenes finitos, problemas de hidrodinámica a superficie libre.

El sistema posee diversos módulos que permiten modelar distintos fenómenos físicos que ocurren en cuerpos de agua a superficie libre. Dos módulos centrales son TELEMAT2D y TELEMAT3D los cuales resuelven las ecuaciones de la hidrodinámica y transporte de sustancias, siendo el primero bidimensional integrado en vertical y el segundo tridimensional.

El sistema incluye un módulo de calidad de agua denominado WAQTEL. El mismo está subdividido en distintos submódulos, entre los que se destacan MICROPOL el cual modela el transporte de sustancias con capacidad de adsorción a sedimentos en suspensión y THERMIC para modela la temperatura del agua. Otros submódulos se encargan de modelar el comportamiento del oxígeno disuelto en el agua y los fenómenos de eutrofización.

Además, otros módulos disponibles del sistema son capaces de modelar la morfodinámica asociada al transporte de sedimentos (GAIA y SISYPHE), estudiar la propagación del oleaje (TOMAWAC), entre otros.

Metodología y casos de estudio

En este trabajo se presentan dos aplicaciones del modelo en casos de estudio asociados a distintos ambientes. El primero de ellos es un estudio del transporte de sustancias en un ambiente costero, la

Bahía de Montevideo, mientras que el segundo de ellos corresponde a un análisis de caracterización hidrodinámica con modelado de la temperatura del agua en un embalse, el embalse de Salto Grande. En la Figura 1 se presenta la ubicación de ambos ambientes.

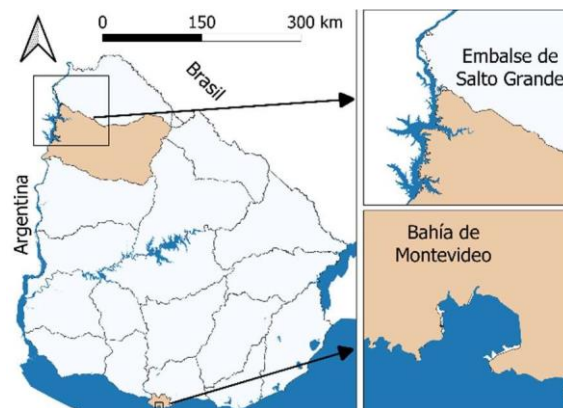


Figura 1.- Ubicación de los ambientes en la región.

El primer caso de estudio se ubica en el Río de la Plata, específicamente en la Bahía de Montevideo. El Río de la Plata es un estuario de aproximadamente 35.000 km² de superficie y de bajas profundidades que no suelen exceder los 20 m hasta llegar al límite de la plataforma continental. La Bahía de Montevideo es un recinto de aproximadamente 12 km² de superficie, donde se encuentra emplazado el Puerto de Montevideo. La Bahía posee profundidades que van desde 1 m en las zonas interiores a 14 m en algunas zonas de navegación. En la Figura 2 se presenta la malla de cálculo utilizada para modelar estas zonas, la cual es una malla no estructura con elementos triangulares cuyo tamaño va desde 8 km de lado en la frontera oceánica a 5 m de lado en el interior de la Bahía.

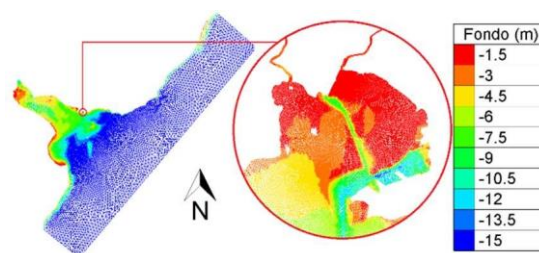


Figura 2.- Malla de cómputo para el Río de la Plata, detalle en la Bahía de Montevideo, Uruguay.

Se implementó el modelo TELEMAT2D con los módulos TOMAWAC y SISYPHE para el estudio de la dinámica de sedimentos. El modelo fue calibrado y validado en estudios previos (Santoro et al., 2017). Se utiliza el modelo para evaluar la evolución temporal y espacial de una descarga de una sustancia genérica vertida en un punto interior de la Bahía de Montevideo. En este caso se utiliza el módulo MICROPOL para evaluar zonas de concentración de la sustancia en el sedimento, admitiendo que la misma pudiera adsorberse al mismo en caso de ser cohesivo.

Para implementar el módulo de MICROPOL se hicieron modificaciones al código fuente del mismo para poder incluir el efecto del oleaje en la resuspensión de los sedimentos, incluir velocidades de caída del sedimento dependiente de la

concentración del mismo e identificar zonas con sedimento no cohesivo. Además, se hicieron correcciones al código original.

El segundo caso de estudio es en el embalse de Salto Grande. Este embalse posee una estructura del tipo dendrítica, compuesta por una única entrada principal y múltiples entradas laterales. Debido a su relativo pequeño ancho dada la longitud del embalse, el mismo posee un importante comportamiento fluvial en buena parte de su desarrollo. En la Figura 3 se presenta la malla de cálculo utilizada para modelar este embalse, la cual nuevamente es una malla no estructurada con elementos triangulares cuyo tamaño ronda en el entorno de los 100 – 200 m de lado.

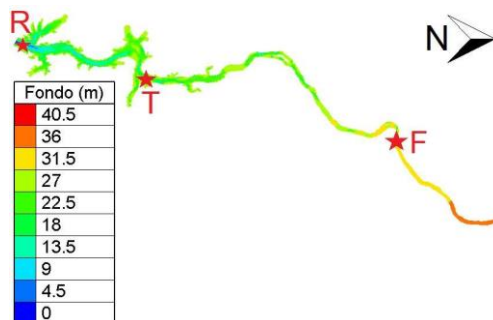


Figura 3. - Malla de cómputo para el embalse de Salto Grande, Uruguay.

En este caso el modelo se utilizó para caracterizar la hidrodinámica a lo largo del embalse y modelar la temperatura del agua, ambos parámetros fundamentales para el estudio de la calidad de agua. Para el análisis de la hidrodinámica se hace uso del modelo bidimensional TELEMAC2D mientras que para el modelado de la temperatura se hace uso del modelo tridimensional TELEMAC3D y el módulo THERMIC de WAQTEL. El modelo bidimensional fue calibrado con datos de niveles medidos en el embalse.

Resultados

Para estudiar la variabilidad espacial de la sustancia vertida en la Bahía de Montevideo se generan mapas de máximos y percentiles de la sustancia identificando que la misma permanece fundamentalmente en la Bahía y en pocas ocasiones alcanza la zona costera exterior. En cuanto al estudio de la adsorción a los sedimentos se elaboraron mapas de concentración de la sustancia en el sedimento depositado como el presentado en la Figura 4. La concentración presentada es un valor normalizado por un valor de referencia, el cual es la cantidad total de sustancia ingresada al dominio en el período de simulación, dividida por el área total de la Bahía. Estos mapas permiten identificar eventuales zonas de concentración de sedimentos contaminados.

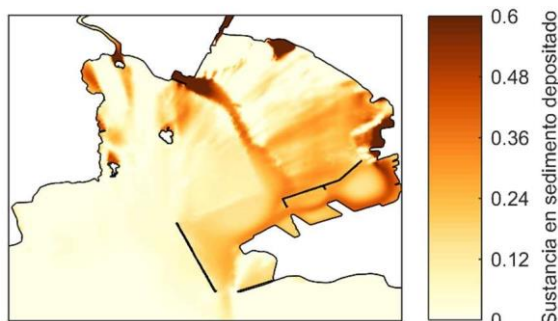


Figura 4. - Mapa de concentración normalizada de la sustancia en el sedimento depositado.

Para el análisis de la temperatura en Salto Grande se estudiaron principalmente series en distintos puntos del embalse, a distintas profundidades. A modo de ejemplo se presentan las series temporales de temperatura obtenidas durante dos años en tres puntos del embalse (cuya ubicación se presenta en la Figura 3). De esta manera se logra

evaluar las amplitudes del ciclo anual de temperaturas y los distintos grados de estratificación en distintos puntos del embalse.

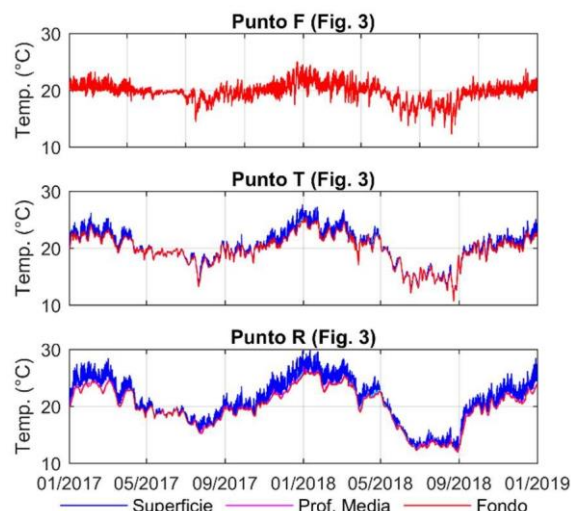


Figura 5. - Series de Temperatura en distintos puntos del embalse de Salto Grande.

Conclusiones

Se destaca la capacidad de la herramienta numérica para abordar el estudio de cuerpos de agua con características muy distintas, mostrando su robustez y flexibilidad. A su vez la capacidad que posee el sistema de combinar distintos módulos permite abarcar una amplia variedad de análisis de interés en la ingeniería hidráulica-ambiental.

El uso de mallas no estructuradas posee la ventaja de lograr representar adecuadamente zonas con geometría compleja como la Bahía de Montevideo y los distintos brazos del embalse de Salto Grande.

En el caso de la Bahía de Montevideo el modelo permitió caracterizar la hidrodinámica, el transporte de sedimentos finos y de sustancias en una zona de geometría y forzantes complejos. En el caso del embalse de Salto Grande, el modelo se está utilizando analizar la circulación y la dinámica térmica. En ambos casos se tratan de insumos fundamentales para abordar la modelación de problemas de calidad de agua en dichos cuerpos de agua.

Referencias

- Fossati, M. & Piedra-Cueva, I., (2008). "Numerical modelling of residual flow and salinity in the Río de la Plata". Applied Mathematical Modelling 32, pp. 1066 a 1086.
- Hervouet, J.-M. (2007). Hydrodynamics of Free Surface Flows: Modelling with the finite element method. John Wiley & Sons, Ltd.
- Santoro, P., Fernández, M., Fossati, M., Cazes, G., Terra, R., PiedraCueva, I., (2011). "Pre-operational forecasting of sea level height for the Río de la Plata". Applied Mathematical Modelling 35, pp. 2462–2478.
- Santoro, P.; Fossati, M.; and Piedra-Cueva, I., (2013). "Study of the meteorological tide in the Río de la Plata". Continental Shelf Research, Vol. 60, 51-63.
- Santoro, P., Fossati, M., Tassi, P., Huybrechts, N., Pham Van Bang, D., Piedra-Cueva, I., (2017). "A coupled wave-current-sediment transport model for an estuarine system: Application to the Río de la Plata and Montevideo Bay." App. Math. Modell. 52, pp. 107–130.
- Schuwirth, N, et al., (2019). "How to make ecological models useful for environmental management". Ecological Modelling, 411, 108784.
- Vinçon-leite, B., Casenave, C., (2019). "Modelling eutrophication in lake ecosystems: A review". Science of the Total Environment, 651, 2985-3001.

MÉTODO SIMPLIFICADO PARA OBTENÇÃO DA LÂMINA D'ÁGUA EM TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR EM ESCOAMENTO UNIFORME

¹Ailton de Almeida, ²Claudia Silva Tavares, ³Ricardo Siervi Natali, ⁴Fabiano Luis Belém, ⁵Roberto de Souza Oliveira, ⁶Izabela Mariano Vieira, ⁷Cleiton Leonardo Manoel Souza

¹ Docente PUCMINAS, Brasil, ² Docente PUCMINAS, Brasil, ³ Docente PUCMINAS, Brasil, ⁴ Docente UFAP, Brasil, ⁴ Discente PUCMINAS, Brasil, ⁵ Discente da PUCMINAS, Brasil, ⁶ Discente da PUCMINAS, Brasil, ⁷ Discente da PUCMINAS, Brasil
prof.enghidraulica@yahoo.com; cstavares@gmail.com; risinafourier@gmail.com; flb.geo@unifap.br; roberto.oliveira@sga.pucminas.br; izabela.mariano@sga.pucminas.br; cleiton.leonardo@sga.pucminas.br

RESUMO:

As seções circulares são utilizadas com frequência em projetos hidráulicos de drenagem urbana, esgotamento de águas residuárias e em hidráulica agrícola. Definido o diâmetro, rugosidade, declividade e vazão, a determinação da lâmina d'água pode ser obtida através de tabelas, métodos iterativos ou programação. O escopo deste trabalho teve como principal proposta encontrar a equação da profundidade d'água de modo simplificado. Foram determinadas duas equações para os respectivos tirantes: $0,273 \leq \frac{y}{D} \leq 0,833$ e de $0,833 < \frac{y}{D} \leq 0,928$, por meio do método numérico de Newton Raphson. Essas equações forneceram valores comparáveis àqueles de outros autores e pelos métodos tradicionais, os quais são necessários para o adequado dimensionamento hidráulico de tubos circulares em escoamento permanente e uniforme.

ABSTRACT:

Circular sections are frequently used in urban drainage hydraulic projects, wastewater depletion and agricultural hydraulics. Once the diameter, roughness, slope and flow are defined, the determination of the water depth can be obtained through tables, iterative methods or programming. The main purpose of this work was to find the water depth equation in a simplified way. Two equations were determined for the respective tie rods: $0.273 \leq y/D \leq 0.833$ and $0.833 < y/D \leq 0.928$, using Newton Raphson's numerical method. These equations provided values comparable to those of other authors and by traditional methods, which are necessary for the proper hydraulic design of circular tubes in steady and uniform flow.

PALABRAS CHAVES: Seção circular, lâmina d'água, dimensionamento

INTRODUÇÃO

O escoamento em sistemas hidráulicos de águas pluviais e de esgotamento sanitário tem como uma das variáveis hidráulicas a profundidade normal (escoamento permanente e uniforme), determinada através de tabelas, gráficos e das equações tradicionais pelas equações de [2] a [7] e de Manning-Strickler [1].

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I}; \quad [1]$$

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \text{sen}\theta); \quad [2]$$

$$P = \frac{\theta \cdot D}{2}; \quad [3]$$

$$\theta = 2 \cdot \text{arc}\left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D}\right); \quad [4]$$

$$y = \frac{D}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right); \quad [5]$$

$$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right); \quad [6]$$

$$B = 2 \cdot \sqrt{y(D - y)} \quad [7]$$

Onde: A é a área molhada (m²); P é o perímetro molhado (m); R_h é o raio hidráulico (m); I é a declividade (m/m); n é a rugosidade do canal; Q é a vazão do canal (m³/s); D é o diâmetro do canal circular; θ é o ângulo central (radianos), y é a profundidade da lâmina d'água (m) e B é a largura da superfície em (m).

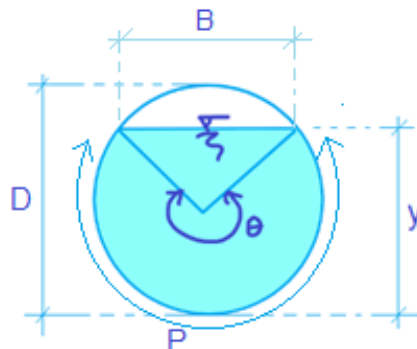


Figura 1 - Relações geométricas, ângulo central θ , e tirante y/D (autor)

Equação para obtenção de θ por processo iterativo [8], conforme Mendonça (1984).

$$\theta = \text{sen}\theta + 2^{2,6} \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}}\right)^{0,6} \cdot D^{-1,6} \cdot \theta^{0,4} \quad [8]$$

Utilizando Tabela

$$A = \alpha \cdot D^2 = D^2 \cdot \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \text{ resulta } \alpha = \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8}; \quad [9]$$

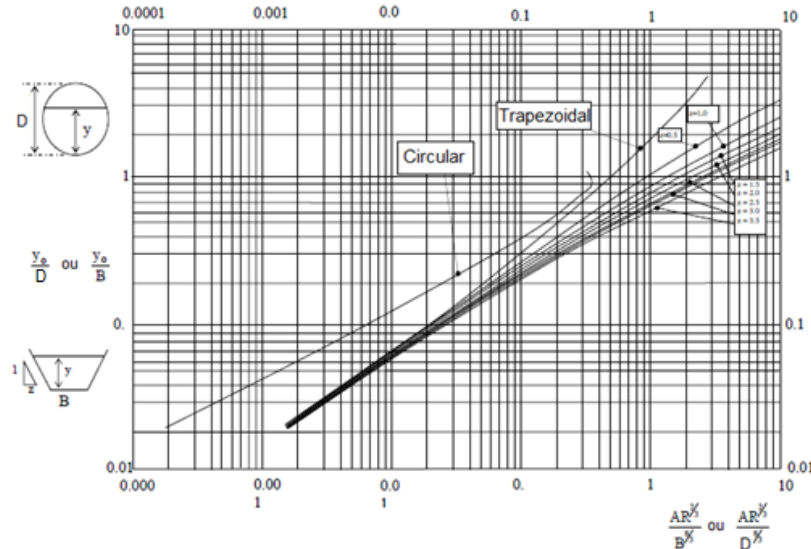


Figura 2 - Obtenção da profundidade da lâmina d'água(y) no dimensionamento de canais circulares e trapezoidais, adaptado de UTM (2015).

Em projetos de drenagem urbana a determinação da lâmina d'água em suas várias etapas requer para sua obtenção de tabelas, gráficos ou ainda de equações. As equações quando da utilização de tabelas e ou gráficos são trabalhosas e requerem maior tempo para sua determinação. Baptista (2010) comenta que a determinação da profundidade em alguns casos pode apresentar-se de forma mais complexa e necessitar do uso de gráficos para auxiliar na sua resolução. A utilização do gráfico é simples, obtido o fator hidráulico projeta-se nas curvas auxiliares, conforme a forma do canal e suas derivações e chega-se ao tirante. Outro modo gráfico da obtenção do tirante é utilizando as relações de vazão, velocidade e raio hidráulico com as suas respectivas seções plenas, segundo Bohnenberger (2019), sugestiona o calculista aceitar as soluções iniciais, sem verificar outras possíveis soluções viáveis. Menezes e Costa (2012) obtêm a equação de quinto grau onde correlacionam o ângulo central θ do conduto, com os valores das constantes hidráulicas relacionadas em k , conforme apresentado nas equações [10] e [11]. Saaçti (1990), apresentou a solução matemática para obtenção do ângulo θ , equação [12], a partir da equação [11] que é função das variáveis hidráulicas, Q , n , D e I .

$$\theta = 5915,8 \cdot k^5 - 5201,2 \cdot k^4 + 1786,6 \cdot k^3 - 298,89 \cdot k^2 + 32,113 \cdot k + 1,1487 \quad [10]$$

$$\text{Sendo } k = \frac{Q \cdot n}{D^{8/3} \cdot \sqrt{I}} \quad [11]$$

$$\text{e } \theta = \frac{3 \cdot \pi}{2} \sqrt{1 - \sqrt{1 - \sqrt{k \cdot \pi}}} \quad [12]$$

Bohnenberger (2019) em sua tese, utiliza as relações de vazão em estudo Q e vazão plena Q_p numa equação do terceiro grau para obtenção do tirante, equação [13], sugerido intervalo de $0 \leq \frac{y}{D} \leq 0,938$. Conforme o autor apud FHWA (2013) e UDFCD(2016), o dimensional $\frac{y}{D}=0,83$ é conservador, sendo possível ultrapassar este limite até valores de 0,94, onde a relacional dos adimensionais de vazão são máximas chegando a 1,0757.

$$\frac{y}{D} = 1,0178 \cdot \left(\frac{Q}{Q_p}\right)^3 - 1,7820 \cdot \left(\frac{Q}{Q_p}\right)^2 + 1,5359 \cdot \left(\frac{Q}{Q_p}\right) + 0,0576 \quad [13]$$

Proença(1988) mostra que a partir da curva da figura apresenta duas regiões distintas, uma para $0 < y_n < 0,819$ em que para cada valor de q existe um único valor de $\frac{y_n}{D}$ e outra região para $0,819 < y_n < 1,0$ em que para cada valor de q existe dois valores possíveis de $\frac{y_n}{D}$, sendo q obtido pela relação de $\frac{Q}{Q_p}$.

A autora em sua tese, expressa a relação $\frac{y_n}{D}$, através de três expressões que relacionam inicialmente quanto os valores de q em [14] e [15] e em uma equação única [16]. Segundo autora a introdução de uma função $\varphi(q)$ [17] com características determinadas permitiu a reunião das duas expressões numa única.

$$\frac{y_n}{D} = 0,603 \cdot e^{0,283 \cdot q} \cdot q^{0,466} \text{ para } q < 1,0 \quad [14]$$

$$\frac{y_n}{D} = 0,921 \pm 0,046 \cdot (46,887 - 43,449 \cdot q)^{1/2} \text{ para } q \geq 1,0 \quad [15]$$

Segundo Proença(1988) para uma geral tem-se:

$$\frac{y_n}{D} = [1 + \varphi(q)] \cdot [0,603 \cdot e^{0,283 \cdot q} \cdot q^{0,466}] + \varphi(q) \cdot [0,921 \pm 0,046 \cdot (46,887 - 43,449 \cdot q)^{1/2}] \quad [16]$$

$$\text{Sendo } \varphi(q) = \frac{1}{1 + e^{-(q-0,976) \cdot 88}} \quad [17]$$

Segundo Bohnenberger (2019) apud Chin (2006) apud, com os valores da profundidade e da velocidade, calcula-se a energia específica e no interior da galeria se determina a posição da linha de energia ao longo do trecho de tubulação, verificando a presença de remanso.

Em seu artigo, Menezes Filho & Zaque (2011), enfatiza em projetos de águas pluviais a rotina de cálculo exige tempo e impossibilita a análise de possíveis alternativas que poderiam ser mais econômicas e viáveis. Ainda segundo o autor deixa bem claro que não ocorre um consenso na utilização das velocidades máximas e mínimas e dos respectivos tirantes de projeto. Valores mais assumidos de $y=0,70D$; $y=0,75D$; $y=0,82D$; $y=0,85D$; $y=0,90D$ e para seções plenas, destes na sua maioria supondo escoamento permanente uniforme.

O polinômio de quinta ordem, determinado por Helou (2015) é obtido por [18], onde x é obtido pela equação [19] a partir do ângulo θ .

$$\frac{y}{D} = 0,0007 \cdot x^5 - 0,0119 \cdot x^4 + 0,0779 \cdot x^3 - 0,2363 \cdot x^2 + 0,4235 \cdot x + 0,0276 \quad [18]$$

$$x = \frac{2^{13/3} \cdot Q \cdot n}{D^{8/3} \cdot \sqrt{I}} = \frac{(\theta - \text{sen}\theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \quad [19]$$

O método de Kazemipour & Apelt(1980) desenvolvida com base no parâmetro adimensional ψ que representa a forma geométrica da seção de escoamento, onde relaciona ainda dois parâmetros adimensionais ψ_1 em [21] e ψ_2 em [22] :

$$\psi = \psi_1 / \psi_2 \quad [20]$$

$$\text{Sendo } \psi_1 = \left(\frac{P}{D}\right)^{1/2} \quad [21]$$

P é o perímetro molhado e D é o diâmetro interno do canal.

Segundo Goldfarb(2002) a partir de Silva e Figueiredo(1993)

$$\psi_2 = 1,864e^{\left\{0,084 \left[\ln\left(\frac{D}{y_d}\right)^2 - 0,589 \left[\ln\left(\frac{D}{y_d}\right) \right] \right] \right\}} \quad [22]$$

A determinação do fator de atrito para canais lisos, f_c , é obtido em [23]:

$$f_c = \psi \cdot f \quad [23]$$

f é o fator de atrito para tubos pressurizados

A velocidade média do escoamento em canais em (m/s) pode ser determinada a partir de [24] segundo Goldfarb (2004) et al.

$$v = \sqrt{\frac{8 \cdot g \cdot R_h \cdot I}{f_c}} \quad [24]$$

g é a gravidade em m/s^2 ; R_h é o raio hidráulico (m); I é a declividade do fundo do canal em (m/m)

Segundo Helou (2015), os dados obtidos por Newton Raphson e por meio da equação polinomial apresentaram uma diferença de apenas 0,6%.

Tendo em vista as dificuldades encontradas na determinação da lâmina d'água no dimensionamento de tubos circulares em regime permanente e uniforme por meio de tabelas, gráficos, softwares específicos, e ou equações, este trabalho teve como objetivo determinar equação polinomial a partir da curva [19] subdividida em dois intervalos. O primeiro intervalo da curva função teta entre $0,253 \leq x \leq 6,373$ o que corresponde intervalo do tirante entre $0,273 \leq \frac{y}{D} \leq 0,833$. As equações polinomiais da lâmina d'água obtidas estão apresentadas em [25] e [26] a partir de método numérico de Newton Raphson.

$$\frac{y}{D} = 0,1047 \cdot x + 0,1659 \quad [25]$$

$$y = 2,11 \cdot \frac{Q \cdot n}{D^{5/3} \sqrt{I}} + 0,1659 \cdot D \quad [26]$$

O segundo intervalo compreendido entre $6,373 < x \leq 6,754$ correspondente ao tirante de $0,833 < \frac{y}{D} \leq 0,928$. A função polinomial obtida a partir método numérico de Newton Raphson, tirante em [27] e sua profundidade em [28].

$$\frac{y}{D} = 0,2497 \cdot x - 0,7581 \quad [27]$$

$$y = 5,0336 \cdot \frac{Q \cdot n}{D^{5/3} \sqrt{I}} - 0,7581 \cdot D \quad [28]$$

RESULTADOS

¹Porto(1990) propõe a determinação da altura da água em uma galeria de águas pluviais de concreto ($n=0,013$), $D=0,80m$ e $I= 0,004m/m$, transportando uma vazão de $600L/s$ em regime permanente; encontra por meio de tabelas o valor do tirante de $\frac{y}{D}=0,625m$ portanto $y_0=0,50m$. Segundo Porto (1990) para $D=1,10m$, $n=0,013$ e $I=0,002m/m$, $Q=1,10m^3/s$, e $\frac{y}{D}=0,675m$ (alterado) ²Evet e Liu(1981) para $n=0,014$, $Q=2,76m^3/s$, $I=0,00018m/m$ e $D=2,32m$ encontra em seus cálculos $\frac{y}{D}=0,80m$. Conforme ³Bansal(2010), utilizando $i=1/8100(m/m)$; $n=0,025$; $Q=0,6m^3/s$ e $D=1,785m$ encontra $\frac{y}{D}=0,75m$. ⁴Guedes(2015) correlaciona $D=2,40m$, $I=1m/km$; $n=0,012$ e vazões de $Q=3,0m^3/s$; $Q=6,0m^3/s$ e $Q=9,0m^3/s$ fornecendo respectivamente $\frac{y}{D}=0,409$; $\frac{y}{D}=0,61$; $\frac{y}{D}=0,86$ e ainda segundo os dados $D=1,0m$; $n=0,013$ e $I=0,0025m/m$, $Q=1,20m^3/s$ fornece $\frac{y}{D}=0,82m$.

A tabela.1 apresenta os valores de diversos tirantes obtidos a partir de várias situações apresentadas na bibliografia, a partir da utilização da equação de Manning-Strickler, os resultados estão apresentados na coluna(6) pelos autores: Almeida et al (autor Congressista), Bohnenberger(2019), Helou(2015), Proença (1988), Saatiçi(1990), Zaque & Menezes(2011) conforme segue

Tabela 1. - Dados de entrada (k , x , ângulo θ , relação $\frac{Q}{Q_p}$, e tirante $\frac{y}{D}$ (6) obtidos pelos autores, comparáveis a Manning-Strickler, em (5).

(0) Autores	(1) k	(2) x	(3) θ	(4) $\frac{Q}{Q_p}$	(5) $\left(\frac{y}{D}\right)_{bibliog}$	(6) $\frac{y}{D}$
Congressista Almeida et al.		4,507 ¹			0,63	0,638
		4,999 ¹			0,68	0,689
		6,155 ²			0,80	0,810
		5,804 ³			0,75	0,774
		2,223 ⁴			0,41	0,399
		4,445 ⁴			0,61	0,631
		6,668 ⁴			0,86	0,864
	6,290 ⁴			0,82	0,824	
Autores	k	x	θ	$\frac{Q}{Q_p}$	$\left(\frac{y}{D}\right)_{bibliog}$	$\frac{y}{D}$
Bohnenberger (2019)				0,718 ¹	0,618	0,63
				0,796 ¹	0,664	0,68
				0,980 ²	0,809	0,80
				0,649 ³	0,583	0,75
				0,354 ⁴	0,423	0,41
				0,707 ⁴	0,612	0,61
				1,061 ⁴	0,897	0,86
			0,999 ⁴	0,828	0,82	
		4,507 ¹			0,63	0,660
		4,999 ¹			0,68	0,725

Helou(2015)		6,155 ²			0,80	0,951
		5,804 ³			0,75	0,863
		2,223 ⁴			0,41	0,404
		4,445 ⁴			0,61	0,652
		6,668 ⁴			0,86	1,143
		6,290 ⁴			0,82	0,993
Proença(1988)				0,718 ¹	0,63	0,633
				0,796 ¹	0,68	0,648
				0,980 ²	0,80	0,788
				0,649 ³	0,75	0,592
				0,354 ⁴	0,41	0,411
				0,707 ⁴	0,61	0,627
				1,061 ⁴	0,86	0,880
			0,999 ⁴	0,82	0,799	
Saatçi(1990)	0,224 ¹		3,646		0,63	0,625
	0,248 ¹		3,821		0,68	0,667
	0,305 ²		4,356		0,80	0,785
	0,288 ³		4,159		0,75	0,744
	0,110 ⁴		2,820		0,41	0,420
	0,221 ⁴		3,625		0,61	0,620
	0,331 ⁴		----		0,86	----
0,312 ⁴		4,471		0,82	0,808	
Zaque & Menezes(2011)	0,224 ¹		3,667		0,63	0,630
	0,248 ¹		3,856		0,68	0,675
	0,305 ²		4,434		0,80	0,801
	0,288 ³		4,223		0,75	0,757
	0,110 ⁴		2,776		0,41	0,409
	0,221 ⁴		3,643		0,61	0,624
	0,331 ⁴		4,893		0,86	0,884
0,312 ⁴		4,538		0,82	0,821	

CONCLUSÕES

As equações propostas neste trabalho utilizadas para a determinação da profundidade d'água em condutos circulares em regime permanente e uniforme, se restringiram para os tirantes de $0,273 \leq \frac{y}{D} \leq 0,833$ e de $0,833 < \frac{y}{D} \leq 0,928$, e se adequaram a equação de primeira ordem [25] e [27] utilizando método numérico de Newton Raphson. Comparadas as utilizadas pelos autores, Bohnenberger (2019), Helou(2015), Proença(1988), Saatçi(1990), Zaque & Menezes (2011), tabela (1), apresentaram valores confiáveis. Sua divulgação será relevante nos meios acadêmicos nas disciplinas de Hidráulica de Condutos Livres tendo em vista sua praticidade assim como nos projetos hidráulicos de escoamento livre, destaque para sistemas de drenagem urbana, projetos agrícolas e redes de esgotamento sanitário. A continuidade deste trabalho faz-se relevante no desenvolvimento de softwares específicos para resolução dimensionamento em canais com escoamento uniforme visto

sua simplicidade e precisão.

AGRADECIMENTOS

A Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais-PUCMINAS. Ao Curso de Engenharia Civil do IPUC, campus Coração Eucarístico.

REFERÊNCIAS

- Bansal, R. K.**(2010) *Fluid Mechanics and Hydraulic Machines*. Laxmi Publicatons(p) Ltda, New Delhi, Revised, Ninth edition, p770.
- Baptista, M.B.**(2010) *Fundamentos de engenharia hidráulica*, 3ed revisada e ampliada, Editora UFMG,Belo Horizonte-MG.
- Bohnenberger, J.C.**(2019) *Modelagem Numérica para o dimensionamento de Sistemas de drenagem urbana*. Tese, UFV, Viçosa- MG. Disponível em: <https://www.locus.ufv.br/handle/123456789/26817>
- Evett, J.B and Liu C.**(1989) *2500 Solved problems in Fluid Mechanics and Hydraulics*. Revised First Editon, McGraw-Hill, Inc, p367.
- Goldfarb, M.C &Silva, T.C**(2007) *Formulação Unificada para Cálculo da Resistência ao Escoamento em Canais e em Tubos Pressurizados Lisos*, Revista Brasileira de Recursos Hídricos Voume 12, n1 Jan/Março, 133-140p. Disponível em : https://abrh.s3.sa-east-1.amazonaws.com/Sumarios/21/de8384658bfd1668f434774aea258943_c38a5cb89dd3930d98555dea0f8bd31e.pdf.
- Goldfarb, M.C et al** (2004) *Escoamento uniforme em canais circulares lisos. Parte I: Adaptação e validação do método de Kazemipour*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v8,n2/3, p175-179, Campinas Grande PB, DEAg/UFCG. <http://www.agriambi.com.br> disponível em: <https://www.scielo.br/j/rbeaa/a/9XSg4jqsTdfFkJVcGJhHcZK/?lang=pt&format=pdf>.
- _____ *Escoamento Uniforme em canais circulares lisos. Parte II. Comparação entre o método de Kazemipour e a equação de Manning*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental v8 n 2/3 p180-183, Campina Grande, PB, DEAg/ UFCG Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rbeaa/a/8qXmPsjnRPgSFhmy98tqkQh/abstract/?lang=pt>.
- Guedes, H. A. S. & Honscha, M. L** (2015). *Hidráulica*, UFPelotas, Centro de Engenharias, Pelotas- RS, p.145-146. Disponível em: https://wp.ufpel.edu.br/hugoguedes/files/2018/08/Apostila-Hidr%C3%A1ulica-versao-2018_2.pdf.
- Helou, L.C.** (2015)*Determinação da lâmina d'água em condutos circulares em regime permanente disponível em:* <https://www.institutoeengenharia.org.br/site/wpcontent/uploads/2017/10/arqnot9649.pdf>.
- Baptista-Malafaya, M.** (2007). *Coletores de águas residuais de seção circular. Uma abordagem explícita do dimensionamento hidráulico*. Revista_FCT_04, Faculdade de Ciência e Tecnologia (UFP), p158 a160.Disponível em: https://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/10397/1/Revista_FCT-04_2007-156-160.pdf.
- Mendonça, S.R** (1984) *Fórmulas adequadas para aplicação de métodos iterativos nos cálculos analíticos de condutos em sistemas de abastecimento de água e esgotos sanitários*. Revista DAE, Vol44, nº139, p311.
- Porto, R.M.** (1990) *Hidráulica Básica*, 2ed EESC-USP, São Carlos, SP.
- _____ (2007) *Exercícios de Hidráulica básica*, EESC-USP, São Carlos, SP. p58.
- Proença, M.F.Q. S** (1988) *Considerações energéticas em escoamentos com superfícies energéticas em escoamentos com superfície livre. Determinação expedita da altura normal em coletores de seção circular*. Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia. Laboratório do Porto, Porto. Disponível em: https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/12128/1/DIGITool_FEUP_5851.pdf
- Saatçi, A.** (1990) “*Velocity and depth of flow calcutions in partially filled pipes*. ASCE. Journal of Enviroment Engineering, Vol 116, n6 pp 1202-1208. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%2907339372%281992%29118%3A3%28454.2%29>
- UTM** (2015) *Final Examination Semestre II Session 2014/2015 Course Hydraulics*, June 2015 <https://www.studocu.com/my/document/universiti-teknologi-malaysia/hydraulics/exam-june-2015-questions/3016497>

Zaque R.A.M & Menezes, F.C.M (2011). *DIMGAP 1.0: Aplicativo para o dimensionamento de galerias de águas pluviais e análise de custos envolvidos* disponível em:
<https://www.researchgate.net/publication/342015118>